

TÚNEIS SUPERFICIAIS EM SOLO

Análises 2D e 3D de uma estação de metro

RUI JORGE RIBEIRO DE SÁ

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Celso Manuel Relva Martins de Lima

Coorientador: Professor Doutor António Milton Topa Gomes

JUNHO DE 2017

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2016/2017 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2017.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha família

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todas as pessoas que me apoiaram, direta ou indiretamente, na realização desta dissertação, nomeadamente:

- Ao Professor António Milton Topa Gomes, pelo seu empenho, disponibilidade, orientação e pelo apoio fornecido.
- Ao Professor Celso Manuel Relva Martins de Lima pela sua prontidão e exigência.
- Ao Professor José Carlos Grazina da Universidade de Coimbra, pela sua disponibilidade e apoio fornecido.
- A todos os professores da secção de Geotecnia pela motivação relativamente a esta especialização, pelo empenho e disponibilidade constante.
- Aos colegas de Geotecnia pelo bom ambiente de aprendizagem, sempre presente na sala de Geotecnia.
- À minha família por todo o apoio e sacrifícios, que me permitiram chegar até aqui.

RESUMO

A construção de túneis superficiais é cada vez mais requerida nos meios urbanos, para os mais diversos fins. Nas últimas décadas recorreu-se a este tipo de construções para infraestruturas de transportes, o que possibilitou melhores soluções de planeamento dos meios urbanos.

Numa fase inicial deste trabalho, abordam-se aspetos base do comportamento associado à escavação de túneis superficiais. Enquadram-se algumas questões relacionadas com métodos construtivos, como também o tipo de solos, aos quais, todo o trabalho se baseará – Solos Residuais de Granito.

É modelado um caso base, com escavação circular, num formato 2D e 3D, no qual é feita uma análise comparativa dos resultados.

Posteriormente, é modelado um túnel do Metro do Porto, que pertence à estação Faria Guimarães. Numa primeira fase, com base nos parâmetros de projeto, procura-se compreender o comportamento desta caverna de grandes dimensões. Em seguida, foram feitos alguns ajustes, que permitissem uma aproximação quanto aos deslocamentos superficiais, monitorizados *in situ*. Esses ajustes incidiram em alterações dos parâmetros de resistência e rigidez do maciço.

Numa fase final é feita uma análise dos mesmos casos de estudo, utilizando o modelo hiperbólico de Duncan-Chang. Este modelo considera o módulo de deformabilidade dependente do nível de deformação. Com este modelo, pretende-se analisar a sua viabilidade, relativamente a um ajuste mais aproximado com os assentamentos superficiais verificados durante a construção. Os solos residuais são materiais com um comportamento altamente variável, particularmente pela sua heterogeneidade. Modelos que traduzam de maneira mais adequada o comportamento real dos solos, permitirão um conhecimento mais abrangente na construção de obras futuras, e supõe-se que o modelo hiperbólico, ao ter uma rigidez dependente das extensões, possa originar melhores resultados. Refira-se que o modelo hiperbólico foi apenas aplicado com sucesso na modelação bidimensional, uma vez que o modelo tridimensional revelou enormes dificuldades de convergência, crendo-se que se trata de uma dificuldade do próprio programa adotado.

PALAVRAS-CHAVE: Túneis Superficiais, Solos Residuais, Modelo Hiperbólico, Assentamentos Superficiais, Análise Numérica.

ABSTRACT

Construction of shallow tunnels is more than ever required in urban areas, with the most diverse purposes. In the last decades, this type of constructions appealed to transportation infrastructure, which allowed better solutions in urban planning.

At an initial stage in this dissertation, it was studied the geomechanical behaviour associated of shallow tunnels. Some subjects related to construction methods, as well as, the characteristics of Granite residual soils, used as base for the numerical models, are also discussed in this chapter.

It is modelled a simple circular tunnel in 2D and 3D, in which it is performed a comparative analysis between the results.

Subsequently, it is modelled a tunnel from Metro do Porto, that is inserted in Faria Guimarães station. At an initial stage, according to the parameters adopted in the design, it is studied the behaviour of this cavern, with a considerable span. The following step consisted in a back-analysis retrofit of the surface settlements, in which the mechanical properties, strength and stiffness, were varied.

At a final stage is used the hyperbolic Duncan-Chang model in the same case studies. This model assumes that the Young modulus is dependent on the deformation. And the intention is to analyse the ground response, namely predicting the surface settlements. Residual soils are materials with a highly variable behaviour, particularly because they are very heterogeneous, and thus it is difficult to adjust deformations for different strains. Models that adjust adequately the behaviour of residual soils will allow a better design in future projects, and it is believed that the hyperbolic model, having a strain dependent Young modulus, can give a better result. Is it important to notice that the hyperbolic model was only successfully when applied to the two-dimensional models. The three-dimensional model revealed several difficulties converging, which is believed was associated with the used software itself.

KEYWORDS: Superficial Tunnels, Residual Soils, Hyperbolic Model, Superficial Settlements, Numeric Analysis.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE GERAL	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE QUADROS	xv
SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS	xvii

1 INTRODUÇÃO 1

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
-----------------------------------	---

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	2
--------------------------------------	---

2 TÚNEIS SUPERFICIAIS 3

2.1. INTRODUÇÃO	3
-----------------------	---

2.2. MÉTODOS CONSTRUTIVOS.....	3
--------------------------------	---

2.2.1. MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO	4
-----------------------------------	---

2.2.2. SUPORTE, DRENAGEM E MONITORIZAÇÃO.....	8
---	---

2.3. SOLOS RESIDUAIS.....	8
---------------------------	---

2.4. COMPORTAMENTO DE UM TÚNEL SUPERFICIAL	11
--	----

2.4.1. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO.....	11
---	----

2.4.1.1. Redistribuição de tensões. Efeito de arco.....	11
---	----

2.4.1.2. A influência de K_0	14
--------------------------------------	----

2.4.2. ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS	16
---------------------------------------	----

2.4.2.1. Longitudinalmente	17
----------------------------------	----

2.4.2.2. Transversalmente.....	19
--------------------------------	----

2.4.2.3. A influência de K_0	20
--------------------------------------	----

3 ESTUDO BASE – TÚNEL CIRCULAR 23

3.1. INTRODUÇÃO.....	23
----------------------	----

3.2. MODELO	23
3.2.1. GEOMETRIA, MATERIAIS E SUPORTE	23
3.2.2. FASES DO MODELO.....	24
3.2.3. CONDIÇÕES DE FRONTEIRA DO MODELO	25
3.2.4. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS.....	25
3.2.5. CRITÉRIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB	27
3.3. CASOS CONSIDERADOS E SOLUÇÃO FINAL	29
3.3.1. CASOS CONSIDERADOS	29
3.3.2. SOLUÇÃO FINAL E RESULTADOS	31
3.4. MODELO 2D	36
3.4.1. TÉCNICAS DE SIMULAÇÃO 3D	36
3.4.1.1. Load Split.....	36
3.4.1.2. Core Replacement Technique	37
3.4.1.3. Solução adotada.....	37
3.4.2. MODELO	37
3.4.3. DETERMINAÇÃO DO “FATOR DE CARGA”	39
3.4.4. RESULTADOS OBTIDOS	40
3.5. COMPARAÇÃO DE SOLUÇÕES	42

4 CASO DE ESTUDO FARIA GUIMARÃES – ESTUDO DE SECÇÕES TIPO..... 45

4.1. ENQUADRAMENTO	45
4.2. TÚNEL DAS SALAS TÉCNICAS.....	47
4.3. SECÇÃO TIPO A.....	49
4.3.1. DEFINIÇÃO DO MODELO.....	49
4.3.1.1. Geometria, materiais e suporte	49
4.3.1.2. Fases do modelo	52
4.3.1.3. Condições de fronteira do modelo.....	54
4.3.1.4. Malha de elementos finitos.....	55
4.3.2. RESULTADOS FINAIS SECÇÃO A.....	56
4.3.2.1. Análise do estado de tensão	56
4.3.2.2. Elementos em cedência	58
4.3.2.3. Análise de deslocamentos.....	65

4.3.2.4. Esforços no suporte	69
4.4. ANÁLISE COMPLEMENTAR SECÇÃO A – CRITÉRIO DE HOEK-BROWN	71
4.4.1. CRITÉRIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN	71
4.4.2. DEFINIÇÃO DO MODELO	73
4.4.2.1. Geometria, materiais e suporte	73
4.4.3. RESULTADOS ANÁLISE COMPLEMENTAR SECÇÃO A.....	74
4.4.3.1. Elementos em cedência	74
4.4.3.2. Análise de deslocamentos	76

5 CASO DE ESTUDO FARIA GUIMARÃES – AJUSTE DOS RESULTADOS DA MONITORIZAÇÃO.....77

5.1. SECÇÃO TIPO B.....	77
5.1.1. DEFINIÇÃO DO MODELO	77
5.1.1.1. Geometria, materiais e suporte	77
5.1.1.2. Fases do modelo	78
5.1.1.3. Malha de elementos finitos	80
5.1.2. RESULTADOS FINAIS SECÇÃO B	80
5.1.2.1. Análise do estado de tensão	80
5.1.2.2. Elementos em cedência	83
5.1.2.3. Análise em deslocamentos	84
5.2. ANÁLISE COMPARATIVA	86

6 MODELO HIPERBÓLICO93

6.1. ENQUADRAMENTO	93
6.2. DESCRIÇÃO DO MODELO HIPERBÓLICO	93
6.3. MODELO	95
6.3.1. DEFINIÇÃO DO MODELO	95
6.3.2. RESULTADOS FINAIS.....	96
6.3.3. ENSAIO TRIAXIAL.....	100
6.4. ANÁLISE COMPARATIVA	102
6.5. MODELOS 3D	103

7 CONCLUSÕES	107
7.1. PRINCIPAIS CONCLUSÕES.....	107
7.2. ASPETOS ADICIONAIS.....	108

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Processo mecânico e sequência de rotura na envolvente de uma cavidade, pelo rearranjo de tensões (Rabcewicz 1964, citado por Karakus e Fowell (2004)).	5
Fig. 2.2 - Processo de escavação baseado no NATM (oil-electric, 2015).	7
Fig. 2.3 - Perfil típico de um maciço rochoso com zona superficial alterada e com solo residual (Little, 1969).	9
Fig. 2.4 Dimensões e características do caso de estudo base – túnel circular_RS ³ .	11
Fig. 2.5 - $\sigma'1$ [kPa], num plano transversal à escavação (Plano xy, com z=10m)_RS ³ .	12
Fig. 2.6 - $\sigma'1$ [kPa], num plano longitudinal vertical, contendo o eixo do túnel (Plano yz, com x=0)_RS ³ .	13
Fig. 2.7 - $\sigma'1$ [kPa], num plano longitudinal horizontal, 1.5 metros acima do eixo do túnel (Plano xz, com y=1.5)_RS ³ .	14
Fig. 2.8 - Evolução de $\sigma'1$ com diferentes valores de K_0 .	15
Fig. 2.9 - Evolução de K_{10m} com diferentes valores de K_0 .	16
Fig. 2.10 - Deslocamentos totais [m], no contorno exterior do modelo_RS ³ .	17
Fig. 2.11 - Deslocamentos totais [m], e vetores de deslocamento num plano vertical longitudinal, incluindo o eixo do túnel_RS ³ .	18
Fig. 2.12 – Evolução, num alinhamento longitudinal, dos deslocamentos longitudinais e radiais à superfície sobre o eixo do túnel.	18
Fig. 2.13 - Deslocamentos totais a diferentes ordenadas y.	19
Fig. 2.14 - Deslocamentos totais [m], a diferentes abcissas x.	20
Fig. 2.15 – Deslocamentos totais [m]. Volume perdido, V_p , para diferentes valores de K_0 : a) caso geral sem deformação; b) $K_0=0.5$; c) $K_0=0.75$; d) $K_0=1.0$ _RS ³ .	21
Fig. 3.1 - Avanço e colocação de suporte em 3 fases consecutivas.	24
Fig. 3.2 - Restrições consideradas na fronteira do modelo.	25
Fig. 3.3 - Elementos tetraédricos: a) 4 nós; b) 10 nós.	26
Fig. 3.4 - Parte da malha de elementos finitos, definida por um plano vertical (yz), intersectando o eixo do túnel.	27

Fig. 3.5 - Rotura de solo de acordo com o critério de rotura de Mohr-Coulomb (Matos Fernandes, 2011).....	28
Fig. 3.6 - σ'_1 [kPa], num plano transversal e num plano longitudinal, contendo o eixo, ao túnel.	31
Fig. 3.7 - Deslocamentos totais [m], num plano transversal e longitudinal, contendo o eixo, ao túnel.	32
Fig. 3.8 - Evolução de deslocamentos totais [m] na escavação do túnel.	32
Fig. 3.9 - Deslocamentos totais [m], no coroamento do túnel na fase final de cálculo.	33
Fig. 3.10 - Deslocamentos totais [m], entre as secções 5 e 6, no coroamento, na fase final.	34
Fig. 3.11 - Elementos em cedência na envolvente da escavação.	35
Fig. 3.12 – Evolução da área de influência de deslocamentos totais superiores a 1 mm, em relação à fase 28: a) 30; b) 32; c) 34.	36
Fig. 3.13 - Geometria, condições fronteira e malha de elementos finitos do modelo 2D.	38
Fig. 3.14 - Fases do modelo 2D: a) 2; b) 3; c) 4.....	38
Fig. 3.15 – Desvio relativamente à solução 3D, para diversos fatores de carga, FC.	39
Fig. 3.16 - Deslocamentos verticais [m] na fase final de cálculo.	40
Fig. 3.17 - Evolução de σ'_1 [kPa] para as fases: a) 2; b) 3; c) 4.	41
Fig. 3.18 - Strength Factor.....	41
Fig. 3.19 - Extensões volumétricas: a) totais; b) plásticas.	42
Fig. 3.20 - Assentamentos [m], à superfície.....	43
Fig. 3.21 - Deslocamento y [m], sobre o eixo do túnel para os dois modelos.....	43
Fig. 4.1 - Modelo 3D da estação Faria Guimarães (Porto Innovation Hub, 2017).	46
Fig. 4.2 – Representação em planta da estação Faria Guimarães.....	47
Fig. 4.3 - Secções tipo transversais do túnel Salas Técnicas: a) S.T. A; b) S.T. B; c) S.T. C; d) S.T. D.	48
Fig. 4.4 – Secções tipo modeladas: a) S.T. A; b) S.T. B.....	49
Fig. 4.5 – M1: Secção transversal do modelo 3D, com secção tipo A.....	50
Fig. 4.6 – M2: Secção transversal do modelo 3D, com secção tipo A e considerando estratos horizontais.	51

Fig. 4.7 - Solução de suporte modelada - Secção A.	52
Fig. 4.8 - Fases de escavação da Secção A (M1).	53
Fig. 4.9 - Restrições modelo M1 e carga à superfície de 50 kN/m ²	55
Fig. 4.10 - Malha de elementos finitos (M1), fase 35, plano yz, com x=0.....	56
Fig. 4.11 - σ'_1 [kPa], na fase 30 dos modelos: a) M1; b) M2.....	57
Fig. 4.12 - σ'_1 [kPa], na fase 64 (final) do modelo M2.....	58
Fig. 4.13 - Elementos em cedência nos modelos: a) M1; b) M2.....	59
Fig. 4.14 - Elementos em cedência, fase 3, modelo M1.....	60
Fig. 4.15 - Elementos em cedência, z=2m, fase 3, modelo M1.....	61
Fig. 4.16 - O conceito de circunferência de Mohr para descrição do estado de tensão num ponto. ...	62
Fig. 4.17 - Circunferência de Mohr e envolvente de rotura, ponto 2 (M1).	63
Fig. 4.18 - Circunferências de Mohr e envolvente de rotura, ponto 3 (M1).	64
Fig. 4.19 - Representação das circunferências de Mohr num espaço 3D, ponto 3, fase 3 (M1).	65
Fig. 4.20 - Deslocamentos totais [m], na fase 1, nos modelos: a) M1; b) M2.....	66
Fig. 4.21 - Deslocamentos totais [m], na fase 64, em relação à fase 1, nos modelos: a) M1; b) M2... ..	67
Fig. 4.22 - Assentamentos (y), relativamente ao eixo do túnel, z=5 [m].....	68
Fig. 4.23 - Momentos fletores, M: a) M1; b) M2 [kN.m].....	70
Fig. 4.24 – Relações σ'_1 - σ'_3 para os critérios de Hoek-Brown (equação superior) e Mohr-Coulomb (equação inferior).	71
Fig. 4.25 - Elementos em cedência no modelo M1-HB.	74
Fig. 4.26 – Relações σ'_1 - σ'_3 [kPa], para M1 e M1-HB.....	75
Fig. 4.27 - Assentamentos (y), relativamente ao eixo do túnel, z=5 [m].....	76
Fig. 5.1 - Solução de suporte modelada - Secção B.	78
Fig. 5.2 - Fases de escavação da Secção B com espessura real presumida dos estratos(M3).	79
Fig. 5.3 - Malha de elementos finitos M3, fase 44, plano yz, com x=0.	80
Fig. 5.4 - σ'_1 na fase 40 dos modelos: a) M3; b) M4 [kPa].	81

Fig. 5.5 - σ'_1 na fase 75 (final) do modelo M4 [kPa].	82
Fig. 5.6 - Elementos em cedência nos modelos: a) M3; b) M4.	83
Fig. 5.7 - Deslocamentos totais na fase 75, em relação à fase 1, nos modelos: a) M3; b) M4 [m].	84
Fig. 5.8 - Assentamentos (y), relativamente ao eixo do túnel, $z=5$ [m].	85
Fig. 5.9 - Deslocamento y ao longo das fases de cálculo, no ponto (0;121.5;5).	86
Fig. 5.10 - Localização de S2 e S3 em planta.	87
Fig. 5.11 - Comparação dos assentamentos entre M1 e M3, com S2 e S3.	87
Fig. 5.12 - Curvas de assentamentos superficiais [m], dos ajustes de c' e ϕ' , e E .	89
Fig. 5.13 - Determinação de E (Correia, 2004).	90
Fig. 5.14 - Ajuste linear dos pontos in situ.	91
Fig. 5.15 - Modelo $25\%.E_0$, considerando rigidez dos edifícios.	91
Fig. 5.16 - Ajuste da curva de assentamentos, considerando rigidez dos edifícios.	92
Fig. 6.1 - Determinação do K , em relação aos assentamentos à superfície e no coroamento.	96
Fig. 6.2 - Deslocamentos verticais [m], na fase 1_2D.	97
Fig. 6.3 - Deslocamentos verticais [m], na fase final de cálculo.	98
Fig. 6.4 - Deslocamentos verticais na proximidade da escavação. $K = 750$.	99
Fig. 6.5 - Strength factor.	99
Fig. 6.6 - Extensões volumétricas plásticas.	100
Fig. 6.7 - Modelo hiperbólico axissimétrico.	101
Fig. 6.8 - Replicação dos resultados de um ensaio triaxial.	102
Fig. 6.9 - Deslocamentos verticais [m], à superfície.	102
Fig. 6.10 - Deslocamento y [m], sobre o eixo do túnel para os dois modelos.	103
Fig. 6.11 - Deslocamentos: a) horizontais x ; b) verticais y ; c) longitudinais z ; d) totais.	104
Fig. 6.12 - Deslocamentos totais [m], no caso de estudo de Faria Guimarães aplicando um modelo hiperbólico.	105

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Aplicabilidade de equipamentos de escavação de acordo com o material a escavar.	4
Quadro 2.2 - Classificação dos graus de alteração (Little, 1969).	10
Quadro 3.1 – Casos modelados.....	29
Quadro 4.1 - Características dos materiais modelados.	51
Quadro 4.2 - Tensões principais.	61
Quadro 4.3 - Esforços no suporte dos modelos M1 e M2.	69
Quadro 4.4 - Características das classes geomecânicas.	73
Quadro 4.5 - Parâmetros geomecânicos do maciço rochoso.	73
Quadro 5.1 - Valores dos parâmetros de resistência e rigidez para as modelações ajustadas.	88

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

- a – constante material (critério de rotura de Hoek-Brown)
- a – constante determinada a partir de ensaio triaxial
- b – constante determinada a partir de ensaio triaxial
- c' – coesão [kPa]
- D – Diâmetro [m]
- D – fator de perturbação (critério de rotura de Hoek-Brown)
- E – módulo de deformabilidade [kPa]
- E₀ – módulo de deformabilidade tangente inicial [kPa]
- E_i – módulo de deformabilidade tangente inicial [kPa]
- E_{tan} – módulo de deformabilidade tangente [kPa]
- E_{sec} – módulo de deformabilidade secante [kPa]
- E_{eq} – módulo de deformabilidade descarga-recarga [kPa]
- e – espessura [m]
- F – grau de faturação
- G – grupo geomecânico
- i – ponto de inflexão da curva de Gauss
- K – constante material (modelo hiperbólico de Duncan Chang)
- K₀ - coeficiente de impulso em repouso
- K_{10m} – coeficiente de impulso na secção 10 metros
- M – momentos fletores [kN.m]
- m_b – valor reduzido da constante material m_i (critério de rotura de Hoek-Brown)
- m_i – constante material (critério de rotura de Hoek-Brown)
- N – esforços axiais [kN]
- n – constante material (modelo hiperbólico de Duncan-Chang)
- p_a – pressão atmosférica [kPa]
- R_f – rácio de rotura
- q – tensão de corte [kPa]
- r – raio [m]
- s – assentamento à superfície [m]
- s – constante material (critério de rotura de Hoek-Brown)
- T – esforços transversos [kN]

V_p – volume perdido [m^3]

V_s – volume de subsidência [m^3]

W – grau de alteração

x – posição segundo eixo horizontal transversal

y – posição segundo eixo vertical

z – posição segundo eixo horizontal longitudinal

γ – peso volúmico [kN/m^3]

Δ – desvio [%]

ε_a – deformação axial

ε_1 – deformação principal máxima

ν – coeficiente de Poisson

σ' – tensão normal efetiva [kPa]

σ'_{ci} – resistência à compressão uniaxial da rocha intacta [kPa]

σ'_h – tensão efetiva horizontal [kPa]

σ'_{h0} – tensão efetiva horizontal em repouso [kPa]

$\sigma'_{h\ 10m}$ – tensão efetiva horizontal na secção 10 m [kPa]

σ'_v – tensão efetiva vertical [kPa]

σ'_{v0} – tensão efetiva vertical em repouso [kPa]

$\sigma'_{v\ 10m}$ – tensão efetiva vertical na secção 10 m [kPa]

σ'_1 – tensão efetiva principal máxima [kPa]

σ'_2 – tensão efetiva principal intermédia [kPa]

σ'_3 – tensão efetiva principal mínima [kPa]

σ – tensão normal [kPa]

σ_a – tensão axial [kPa]

σ_{ac} – tensão axial de consolidação [kPa]

σ_r – tensão radial [kPa]

σ_{rc} – tensão radial de consolidação [kPa]

τ – tensão tangencial [kPa]

φ' ; ϕ' – ângulo de atrito [$^\circ$]

ψ – ângulo de dilatância [$^\circ$]

CRT - Core Replacement Technique

FC - fator de carga load split

GSI – Geological Strength Index

ISRM – International Society for Rock Mechanics

NATM – New Austrian Tunneling Method

n.f. - nível freático

RMR – Rock Mass Rating

S.T. – Secção Tipo

TBM – Tunneling Boring Machine

Cut-and-Cover – método de construção de túneis, a céu aberto, abrindo-se a trincheira e procedendo-se ao seu aterro posterior

Forepoling – enfilagem de curto desenvolvimento (método de suporte prévio à escavação)

Guarda-chuva – enfilagem de longo desenvolvimento (método de suporte prévio à escavação)

Hogging – deformação à superfície que produz trações

Invert – base ou soleira do túnel

Sagging – deformação à superfície que produz compressões

Strength Factor – relação entre resistência do solo (critério de rotura) e resistência induzida

Tunnel Jacking – método de construção de túneis com recurso a suportes pré-fabricados e a macacos hidráulicos que empurram o revestimento

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A construção subterrânea tem cada vez mais importância no panorama da construção de infraestruturas. Este tipo de construção possibilita grande variabilidade de soluções e comodidade, em grande parte, livre de limitações exercidas por construções superficiais e vias de comunicação, mas com os seus próprios condicionamentos.

Ocupando o espaço subterrâneo, os túneis permitem um melhor planeamento superficial, estruturando metrópoles mais aprazíveis, aliada de uma minimização de impactes ambientais. Possibilita uma reestruturação das cidades permitindo alcançar um ambiente menos caótico, preservando locais históricos, com espaços culturais e recreativos, como espaços verdes.

Os túneis correspondem a obras de carácter essencial numa vasta gama de construções subterrâneas. Estes permitem a criação de um espaço, mantendo as construções superficiais inalteradas e em constante funcionamento. Sistemas de abastecimento e saneamento, infraestruturas de transporte e explorações mineiras são as utilizações mais recorrentes dos túneis.

O conhecimento que continuamente se adquire relativamente aos solos e rochas, e ao seu comportamento, permite recorrência e ousadia nestas construções. Resultando, assim, numa necessidade em qualquer metrópole.

No entanto, a construção de túneis remonta à Antiguidade. Os Persas escavaram túneis para a exploração de nascentes de água, com o objetivo de reduzir a evaporação e manter a frescura da água. A civilização grega teve também um contributo importante, particularmente no abastecimento de água. A civilização romana teve uma importante contribuição no avanço tecnológico, construindo uma vasta rede de túneis, aplicada, em grande parte, ao abastecimento e ao saneamento básico. Mais tarde, utilizando túneis, suportados por troncos de madeira, como uma estratégia militar, entre muitas outras contribuições importantes (Moreira, 2006).

Como não podia deixar de ser, as técnicas de escavação também sofreram uma grande evolução, desde a escavação puramente manual. Uma técnica que data de 2000 A.C. na mineração de cobre e ouro, desenvolvida pela civilização Egípcia, já associava variações bruscas de temperatura para quebrar rochas. Para isso, era provocado um aquecimento com recurso a fogo, seguido de um repentino arrefecimento através de água. Técnica, posteriormente, utilizada pelos Romanos. Outra contribuição de grande importância, passou pela invenção e utilização de explosivos na construção de túneis. Desde o início da utilização da pólvora em 1679, no sul de França, à utilização de nitroglicerina em 1867 nos Estados Unidos da América. Nesse mesmo ano, Alfred Nobel inventou a dinamite, que se considerou um explosivo mais seguro. Muitas outras técnicas contribuíram para escavações

sofisticadas, como nos dias de hoje se verifica. Enuncia-se, porém, uma última técnica com uma enorme importância, particularmente, na escavação de túneis superficiais. A concepção de um escudo que permitisse o suporte da frente do túnel, o que em túneis superficiais é muito relevante, já que estes são, na maioria dos casos, construídos em solos brandos. Marc Brunel concebeu o primeiro escudo em meados do século XIX, que serviu de base para a evolução de tuneladoras (Moreira, 2006).

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O capítulo 1 enquadra os temas abordados, como também a evolução dos túneis ao longo do tempo.

No capítulo 2 são discutidos alguns pontos relacionados com métodos de escavação de túneis superficiais. Descrevem-se sumariamente o que são solos residuais, uma vez que são os solos modelados. Aproveita-se este capítulo para uma descrição do comportamento do maciço escavado associado a túneis superficiais.

O capítulo 3 analisa um caso de estudo simples, com o objetivo de permitir a compreensão entre uma análise numérica bidimensional com uma tridimensional. São comparados assentamentos superficiais, definindo pontos de relação direta entre os dois tipos de modelação, comparando-se, posteriormente a relação entre curvas de assentamentos à superfície.

O capítulo 4 aborda um caso de estudo associado a um túnel da Estação Faria Guimarães, do Metro do Porto. Neste é modelada uma secção com escavação sequencial, de grandes dimensões, analisando-se os seus resultados.

Para os resultados obtidos no capítulo 4, é feito um ajuste da curva de assentamentos superficiais no capítulo 5. Este ajuste tem por base uma alteração dos parâmetros de resistência e rigidez, com o intuito de obtenção de uma correlação satisfatória entre o modelo e os resultados monitorizados *in situ*.

No capítulo 6 são analisadas soluções admitindo uma rigidez dos materiais variável. Para isso é considerado o modelo hiperbólico de Duncan-Chang. O objetivo deste estudo é avaliar as vantagens/inconvenientes da utilização deste modelo comparativamente a um modelo elástico perfeitamente plástico.

O capítulo 7 apresenta algumas conclusões.

2 TÚNEIS SUPERFICIAIS

2.1. INTRODUÇÃO

A construção de um túnel caracteriza-se por ser uma obra de engenharia complexa, já que esta depende de vários fatores, tais como, o comprimento escavado, as características do terreno, os recobrimentos utilizados e a envolvente superficial da obra. Por este motivo, o projeto de um túnel, sofre constantes alterações durante a execução da obra, mediante variação dos valores previstos desses fatores, para se adaptar à realidade verificada a cada momento ou fase de construção (Topa Gomes, 1998).

Numa primeira instância vão ser brevemente abordados métodos construtivos tendo, em especial consideração, os métodos relacionados com as situações abordadas neste documento.

Em seguida serão discutidos os solos para os quais se basearam as modelações geradas. Isto porque o tipo de solos influencia, como não podia deixar de ser, vários fatores associados à construção de um túnel. O faseamento da construção, os métodos de escavação utilizados e o comportamento do solo durante a escavação são alguns desses fatores.

Numa fase final descrevem-se, de forma relativamente simplificada, os efeitos associados à escavação de um túnel superficial. Vão ser analisadas ações sobre o estado de tensão inicial e os deslocamentos associados a essa variação. Pretende-se com este capítulo um enquadramento deste tipo de obra de engenharia civil.

2.2. MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Os métodos construtivos, tal como em todas as áreas de conhecimento científico e tecnológico, sofrem constantes evoluções com o passar do tempo. Nos dias de hoje existem mecanismos capazes de escavações de dimensão muito elevada, em condições extremamente desfavoráveis.

No entanto, nem sempre se recorrem a mecanismos ou técnicas de construção extremamente sofisticados. Na maioria dos casos, estes não se averiguam necessários, pois está-se perante obras de pequena a média dimensão, em que meios convencionais de escavação são adequados, por se traduzirem em soluções mais económicas. Desta forma, efetivamente os equipamentos que permitem uma escavação em menor escala têm também algumas melhorias em termos de funcionalidade, mas o método em si mantém-se o mesmo.

Descrevem-se, sumariamente, alguns pontos de interesse associados à construção de um túnel superficial.

2.2.1. MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO

Existem diferentes métodos de escavação, desde escavação manual, com escavadora, cabeças roçadoras, tuneladoras, como até com recurso a explosivos. O tipo de material a ser escavado permite determinar, numa fase preliminar, o tipo de escavações possíveis (Quadro 2.1). Em segundo lugar são avaliados outros parâmetros que permitem a decisão final, desde motivos económicos, a introdução de vibrações em meios urbanos, entre muitos outros.

Quadro 2.1 – Aplicabilidade de equipamentos de escavação de acordo com o material a escavar.

Tipo de escavação	Solo	Rocha branda	Rocha dura
Escavadora “ <i>Escavator</i> ”	●	○	n.a.
Cabeça roçadora “ <i>Road header</i> ”	○	●	○
Tuneladora com escudo “ <i>Shielded TBM</i> ”	●	●	○
Tuneladora sem escudo “ <i>Unshielded TBM</i> ”	n.a.	○	●
Explosivos “ <i>Drill and Blast</i> ”	n.a.	●	●

● aplicável; ○ parcialmente aplicável; n.a.- não aplicável.

O Quadro 2.1 demonstra que a escolha de equipamentos a serem utilizados numa escavação, é, em grande parte, determinada pela aplicabilidade destes aos materiais a escavar. Entre os equipamentos enunciados no Quadro 2.1, é necessário ter em consideração que existem diversas gamas ou modelos, que permitem uma adaptação melhor a cada caso em particular. Por este motivo, e em situações que se verifiquem materiais distintos em zonas pontuais do maciço, é possível encontrar situações em que o equipamento seja “parcialmente aplicável”.

Os equipamentos referidos permitem os mais diversos métodos de escavação, tais como: escavação convencional, também designada pelo Método de Escavação Sequencial, frequentemente com a metodologia NATM; “Cut-and-Cover”; túneis imersos; “Tunnel jacking”; TBM (“Tunneling Boring Machine”); entre outros. A escavação sequencial é o método que vai ser modelado nos casos de estudo, e, por isso, vai ser detalhada em seguida.

A escavação sequencial corresponde a uma escavação na qual, ao contrário de se escavar a secção transversal completa, esta é dividida em secções parciais. Estas secções avançam de forma individual, e são suportados numa fase preliminar. Este suporte pode conter vários elementos, sendo que o betão projetado tem uma utilização corrente.

A escavação sequencial é, habitualmente, denominada por escavação NATM (New Austrian Tunneling Method), contudo, para ser classificada como tal, necessita de cumprir certos princípios.

Karakus e Fowell (2004) reuniram as visões relativas ao NATM, e compararam as diferentes classificações deste método.

Em 1948, Rabcewicz criou a metodologia de colocar o suporte em duas camadas, inicial e final. O objetivo desta técnica é permitir uma deformação inicial da rocha envolvente, originando assim cargas inferiores na camada final. Isto levou a que, em 1962, o mesmo autor, tenha apelidado essa metodologia de construção NATM. Dois anos mais tarde, este tipo de construção adquiriu visibilidade internacional, na qual, Rabcewicz definiu como princípio base no NATM, o efeito da rocha como parte do sistema de suporte global. A primeira aplicação da metodologia em solo ocorreu no metro de Frankfurt em 1969 (Karakus e Fowell, 2004).

Rabcewicz (1964), citado por Karakus e Fowell (2004), enquadrando os pontos chave do NATM, definiu o método como:

“... Um novo método consistindo numa fina camada de betão projetado, fechada, o quanto mais rápido possível, por um invert, para fechar o anel - denominado “arco auxiliar” - medindo as deformação como uma função de tempo, até se atingir o equilíbrio”.

Existem, no entanto, maciços rochosos de qualidade elevada, que atingem o estado de equilíbrio para deformações controladas, que suportam o alívio das tensões na secção. Neste caso, está-se perante um maciço autoportante (Almeida e Sousa, 1998).

O rearranjo do material envolvente da escavação origina a rotura, segundo Rabcewicz, ilustrada na Fig. 2.1.

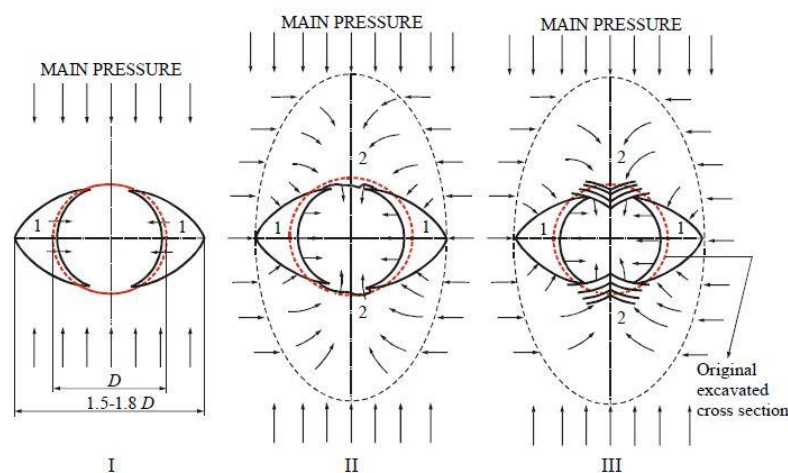


Fig. 2.1 - Processo mecânico e sequência de rotura na envolvente de uma cavidade, pelo rearranjo de tensões (Rabcewicz 1964, citado por Karakus e Fowell (2004)).

Numa fase I, constata-se uma rotura de cunhas laterais que se movem em direção à cavidade. Em II, o aumento de vão, causado pelas cunhas, leva a uma convergência da zona do coroamento e da soleira.

Numa fase final, III, com o aumento das deformações, a rocha do coroamento e da soleira, cede e entra na escavação. Por este motivo, Rabcewicz, admitiu que a escavação deveria ser sequencial, ao contrário de escavar a secção transversal de uma só vez (Karakus e Fowell, 2004).

Sendo assim, compreende-se porque é que a designação “Escavação sequencial” e “NATM”, estão normalmente associadas.

Os mesmos autores supracitados reconhecem as diferentes opiniões, identificando que, o objetivo deste método é utilizar, até ao ponto máximo, a capacidade que o material tem de atuar como suporte. Concluem, ainda, alguns dos seguintes pontos favoráveis ao método: flexibilidade de geometria da secção transversal; baixos custos iniciais associados aos equipamentos; flexibilidade de considerar outros elementos de suporte; facilidade de colocar membrana impermeável; flexibilidade de monitorização; suportes mais económicos; facilidade de colocação de suporte primário – betão projetado – e bom contacto deste com o material escavado; flexibilidade de adaptação aos diferentes ambientes geológicos.

A Fig. 2.2 exemplifica um processo de escavação baseada no NATM. Inicia-se uma escavação da abóbada, neste caso recorrendo a explosivos. Em seguida ocorre a recolha de escombros. Posteriormente são incluídos elementos de suporte: cambotas metálicas; betão projetado; pregagens.

Numa fase subsequente são escavadas as bancadas individualmente, sendo estas suportadas após a escavação de cada uma. É escavado o *invert* e é aplicado betão projetado provisoriamente.

Após a conclusão da escavação, são colocadas membranas impermeáveis, seguidas da armadura. Na fase final é betonado toda a secção final, com recurso a cofragem pré-fabricada (equipamento próprio).

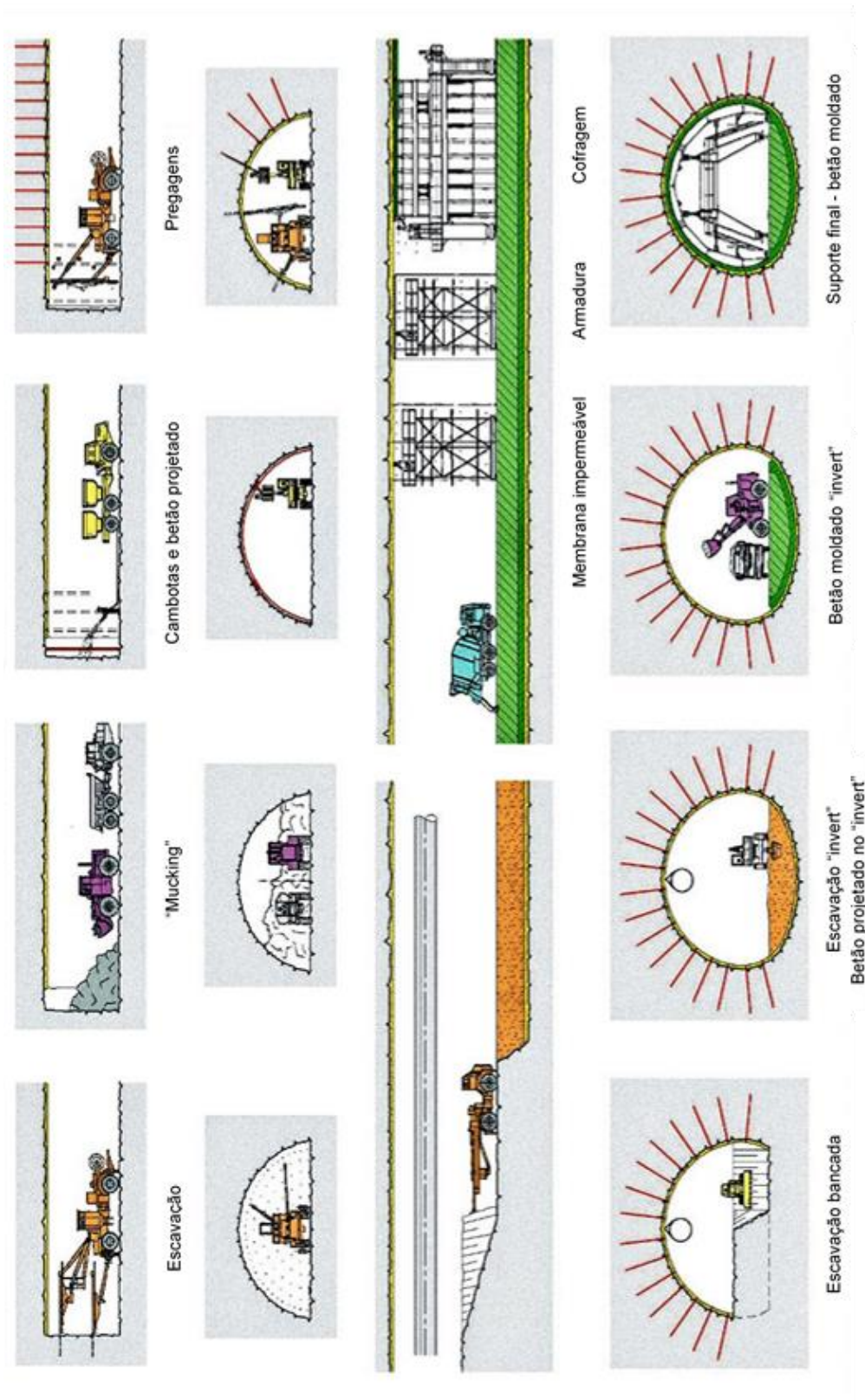


Fig. 2.2 - Processo de escavação baseado no NATM (oil-electric, 2015).

2.2.2. SUPORTE, DRENAGEM E MONITORIZAÇÃO

O suporte, a drenagem e a monitorização correspondem a outros aspetos de grande importância na construção de um túnel.

Quanto ao suporte já se referiram alguns elementos possíveis, de entre os quais se destaca o betão projetado, uma vez que este vai ser o tipo de suporte utilizado em todos os modelos. Mesmo assim, referem-se outros tipos de suportes utilizados de forma regular: ancoragens; “forepoling”; “guarda-chuvas”, entre outros. Os 2 suportes referidos em último lugar, permitem a instalação do suporte mesmo antes de se executar escavação.

A drenagem diz respeito a um ponto de grande importância em termos económicos, mas, mais importante, em termos de segurança. O rebaixamento do nível freático, n.f., corresponde a uma solução largamente empregue. Isto porque, apesar de permitir uma escavação mais segura e funcional, reduz amplamente os custos, caso se efetuasse uma drenagem constante através da cavidade escavada. Este rebaixamento é efetuado a partir de poços ou drenos, tanto a partir da superfície, como da escavação. Os modelos gerados neste trabalho não consideram o efeito do n.f., exatamente porque se associa um rebaixamento prévio deste.

Em relação à monitorização existem 4 parâmetros a serem verificados (Topa Gomes, 2016a): aspetos hidráulicos (n.f.; infiltrações; entre outros); deformação do maciço (assentamentos; deformações e extensões do maciço; entre outros); interação solo-estrutura (deformação suporte; levantamento *invert*; convergência do maciço); envolvente (edifícios; ruído e vibrações). Durante este trabalho vai ser dada mais importância à deformação do maciço, associada a assentamentos superficiais. Estes vão ser o parâmetro chave de comparação de modelos.

2.3. SOLOS RESIDUAIS

A escavação superficial incide, na maioria dos casos, em maciços terrosos. Estes podem ter uma origem sedimentar, ou seja, são solos que se formam por partículas erodidas e transportadas. Por outro lado, os solos podem ser residuais.

Os solos residuais correspondem a solos formados através da meteorização de rochas, na qual, transformações químicas e mineralógicas caracterizam esse processo. A natureza e a fracturação da rocha-mãe, tal como a água envolvida no processo, são parâmetros que condicionam a meteorização da rocha. Existem dois tipos de solos residuais: solo residual jovem ou saprolítico, e o solo residual maduro ou laterite. Um solo saprolítico mantém a estrutura original da rocha-mãe, e é o solo tipicamente encontrado no Norte de Portugal, pois enquadra-se num clima moderado. Por outro lado, a formação de laterite, ocorre fundamentalmente em zonas subtropicais e tropicais. Nestes solos, a estrutura da rocha que lhe deu origem é completamente perdida (Viana da Fonseca, 1996).

O solo residual maduro é o solo mais frequente, já que os ambientes, nos quais estes se enquadram, engloba uma vegetação abundante, que impede a sua erosão, e conseqüente, transporte. Além disso, os ambientes tropicais enquadram temperatura, humidade e precipitação elevada que são muito favoráveis às reações químicas envolvidas no processo de meteorização (Matos Fernandes, 2011).

Um perfil típico de alteração de uma rocha ígnea, apresenta-se na Fig. 2.3.

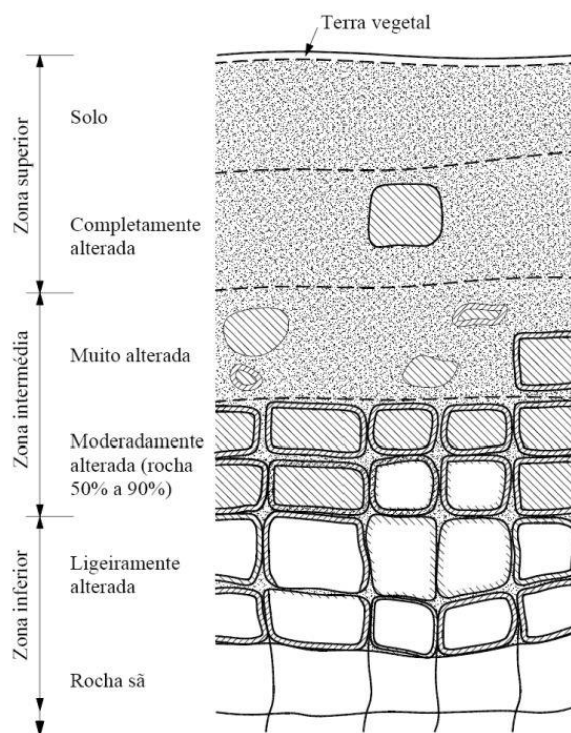


Fig. 2.3 - Perfil típico de um maciço rochoso com zona superficial alterada e com solo residual (Little, 1969).

O Quadro 2.2 inclui a classificação e a descrição dos graus de alteração segundo Little (1969). Enquadra-se, ainda, a classificação correspondente da International Society for Rock Mechanics (ISRM), a qual se vai recorrer mais tarde.

Os solos residuais do granito apresentam várias diferenças relativamente aos solos sedimentares. Matos Fernandes (2011) identificou os seguintes aspetos:

- Ao contrário dos solos de origem sedimentar, os solos residuais degradam-se mecanicamente ao longo do tempo.
- A formação destes maciços é muito condicionada pela ação das águas pluviais, e a sua penetração nas fraturas da rocha-mãe. Uma vez que, a fracturação em maciços rochosos é heterogénea, implica, já à partida, que a disposição geológica não acontece de forma tão regular como esquematizado na Fig. 2.3. Realça-se que zonas muito fraturadas da rocha-mãe são, frequentemente, associadas a zonas de alteração intensa. Isto resulta numa heterogeneidade de todo o maciço.
- Estes solos apresentam uma granulometria extensa não uniforme, exibindo uma estrutura cimentada. Esta ocorrência é associada a uma estrutura formada por partículas de maiores dimensões (normalmente grãos de quartzo), ligadas, nos seus pontos de contacto, pelas partículas finas. Pode-se então dizer que as partículas finas formam pontes ou ligações cimentícias.
- As diáclases da rocha-mãe persistem no solo residual, porém impercetíveis. Passam a ser designadas por diáclases-relíquia ou relicares, e caracterizam-se por interfaces de resistência inferior. Este fenómeno tem grande importância em escavações onde existe descompressão do solo, como por exemplo, taludes.

Quadro 2.2 - Classificação dos graus de alteração (Little, 1969).

Grau	Designação	Características principais	ISRM(1)
VI	Solos	A textura da rocha não é reconhecível, as zonas mais superficiais contêm húmus e raízes de plantas. Instável em taludes quando a cobertura é destruída.	
V	Rocha completamente alterada	A rocha está completamente decomposta pela alteração <i>in situ</i> , mas a textura original ainda é visível. Quando a rocha-mãe é granito, os feldspatos originais estão completamente alterados em minerais de argila, não sendo recuperada como testemunho de sondagem em furos por rotação normal. Pode ser escavada à mão. Não pode ser utilizada como fundação de barragens de betão ou de grandes estruturas. É possível empregar-se como fundação de barragens de aterro e como aterro. É instável em cortes muito altos e abruptos. Requer proteção contra a erosão.	W5
IV	Rocha muito alterada	A rocha está tão enfraquecida pela alteração que mesmo grandes fragmentos são facilmente partidos ou esmigalhados à mão. Por vezes é recuperada como testemunho de sondagem em furos à rotação executados cuidadosamente. Apresenta coloração devida à limonite. Contém menos de 50% de rocha.	W4
III	Rocha moderadamente alterada	Alteração considerável em toda a rocha. Possui alguma resistência: grandes fragmentos (testemunhos com diâmetro NX) não são partidos à mão. Muitas vezes apresenta coloração devida à limonite. A percentagem de rocha está compreendida entre 50 e 90%. É escavada com grande dificuldade sem a utilização de explosivos.	W3
II	Rocha pouco alterada	Distintamente alterada na maior parte da rocha e com alguma coloração devida à limonite. Nos granitos há alguma decomposição de feldspatos. A resistência aproxima-se da rocha sã. Mais de 90% do material é rocha. Necessita de utilização de explosivos na escavação.	W2
I	Rocha sã	A rocha sã pode apresentar alguma coloração devida à limonite em diáclases imediatamente abaixo da rocha alterada.	W1

1.Segundo a classificação da International Society for Rock Mechanics.

2.4. COMPORTAMENTO DE UM TÚNEL SUPERFICIAL

A análise que se vai ter em consideração neste capítulo vai recorrer de um caso de estudo do capítulo 3. Esse caso corresponde a uma escavação de um túnel circular de 6 metros de diâmetro, D , num solo homogêneo, isotrópico e de comportamento elástico. Foram considerados avanços de 2 m, com o propósito de uma identificação mais intuitiva dos fenómenos envolvidos. Recorreu-se, por isso, a um programa de elementos finitos que permita uma análise tridimensional – RS³ (Rocscience). Ilustra-se na Fig. 2.4 esse modelo, representando-se também as suas dimensões e características dos materiais envolvidos. Em termos de desenvolvimento longitudinal, admitiu-se uma escavação com 20 metros de prolongamento, sendo que se modelaram 40 metros de desenvolvimento nessa direção, para analisar os efeitos no maciço para além da frente de escavação.

Como referência, considerou-se que a origem do eixo do túnel tem de coordenadas (0,0,0).

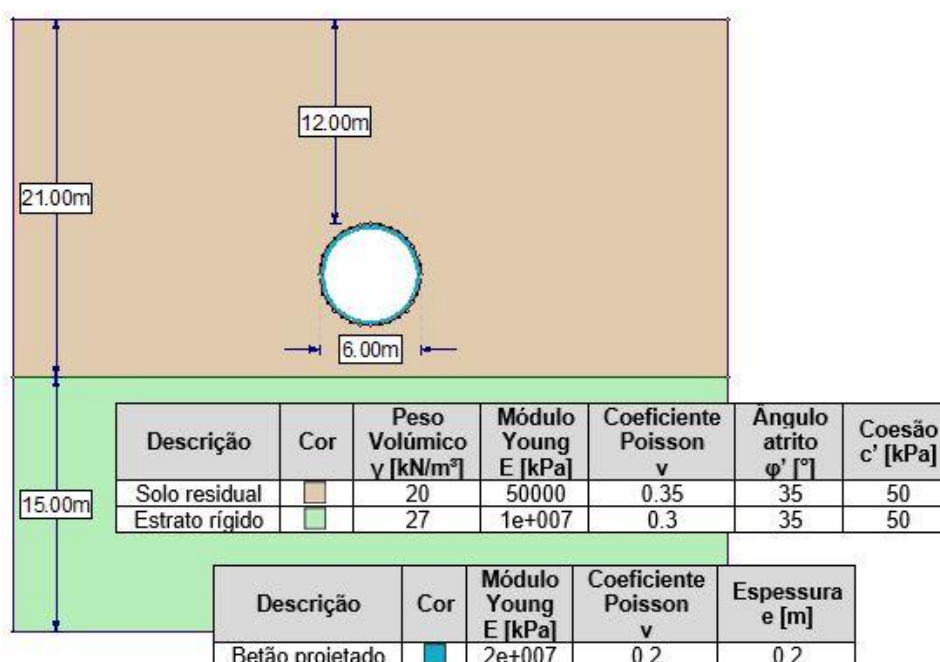


Fig. 2.4 Dimensões e características do caso de estudo base – túnel circular_RS³.

2.4.1. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO

2.4.1.1. Redistribuição de tensões. Efeito de arco.

Inicialmente, Terzaghi (1943) teorizou o comportamento típico da variação do campo de tensões num plano transversal à secção de escavação, no qual constatou que ocorre uma redistribuição das tensões para as zonas vizinhas do maciço não escavadas – efeito de arco.

Na Fig. 2.5, apresenta-se a tensão efetiva principal máxima, σ'_1 , num plano transversal ao eixo do túnel (plano xy), numa secção a 10 metros do início da escavação ($z = 10$ m). A representação encontra-se numa fase em que a frente de escavação se encontra à frente 1 metro desta secção, e o suporte 1 metro atrás. Ou seja, a frente de escavação encontra-se em $z = 11$ m e a frente do suporte em $z = 9$ m. Nessa figura é representada a interface entre os dois tipos de solo pelo segmento de reta horizontal.

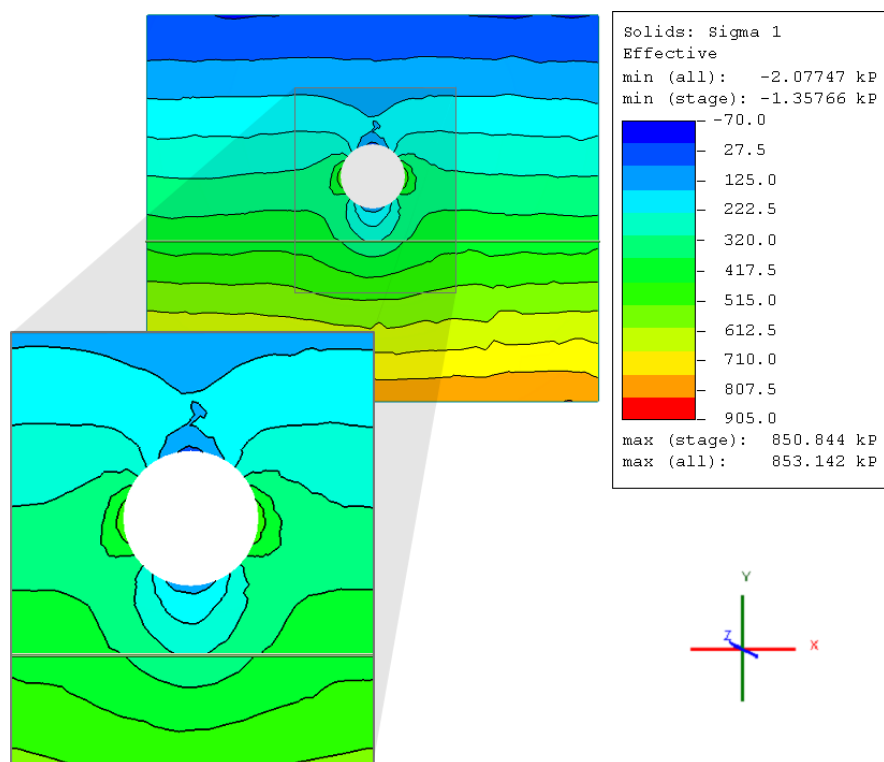


Fig. 2.5 - σ'_1 [kPa], num plano transversal à escavação (Plano xy, com $z=10\text{m}$)_RS³.

É possível verificar, pela figura anterior, que ocorre um alívio pronunciado no coroamento e na soleira da escavação. Observa-se, ainda, uma concentração na proximidade dos hasteais, uma vez que o coeficiente de impulso em repouso, K_0 , foi considerado igual a 0,5. A variação com este parâmetro vai ser estudada, brevemente, em 2.4.1.2. Ocorre, além disso, uma redistribuição das tensões do coroamento.

O coeficiente de impulso em repouso, K_0 (equação 2.1), corresponde à razão entre a tensão efetiva horizontal de repouso, σ'_{h0} , pela tensão efetiva vertical de repouso, σ'_{v0} .

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.1)$$

Eisenstein, Z. *et al.* (1984), averiguou que o efeito de arco descrito, não ocorre apenas transversalmente, como também longitudinalmente [citado por Almeida e Sousa (1998)]. Neste sentido, as tensões são redistribuídas, também, para o maciço para lá da frente de escavação e para o suporte já instalado (Topa Gomes, 1998), como é demonstrado na Fig. 2.6, para um plano vertical contendo o eixo do túnel, e na Fig. 2.7, para um plano horizontal. Nestas figuras inclui-se o suporte do túnel, a azul, e a zona ainda por revestir, a cinza. Neste momento, está-se perante as últimas fases do modelo, uma vez que a última secção foi escavada, ou seja, é uma das fases modeladas, em que a distância entre a frente de escavação e a frente do suporte é máxima (2 metros).

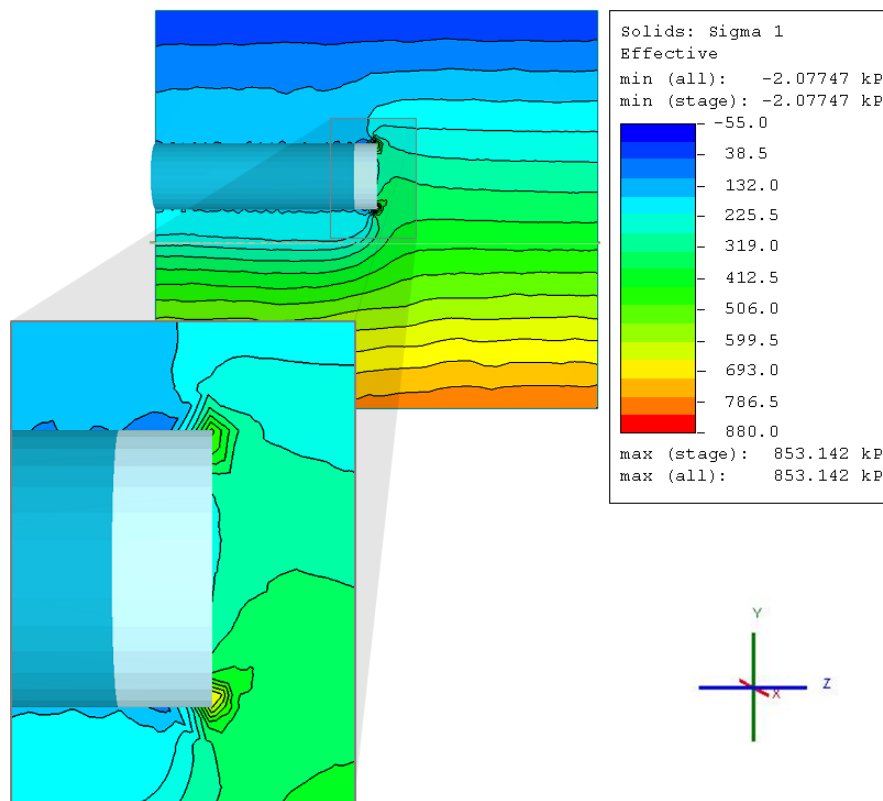


Fig. 2.6 - σ'_1 [kPa], num plano longitudinal vertical, contendo o eixo do túnel (Plano yz, com $x=0$)_RS³.

A Fig. 2.6 mostra o alívio de tensões nas zonas ainda não suportadas, como à frente da escavação. Em contrapartida, nota-se uma grande concentração de σ'_1 , nas zonas próximas do coroamento e da soleira, adiante da frente de escavação.

No caso da Fig. 2.7, não foi analisada uma secção contendo o eixo do túnel, uma vez que, tal como se discutiu anteriormente, relativamente à Fig. 2.5, o efeito de $K_0 = 0,5$, não permite uma visualização tão intuitiva como desejado. Por este motivo, foi admitida uma secção equidistante entre o coroamento e o eixo do túnel.

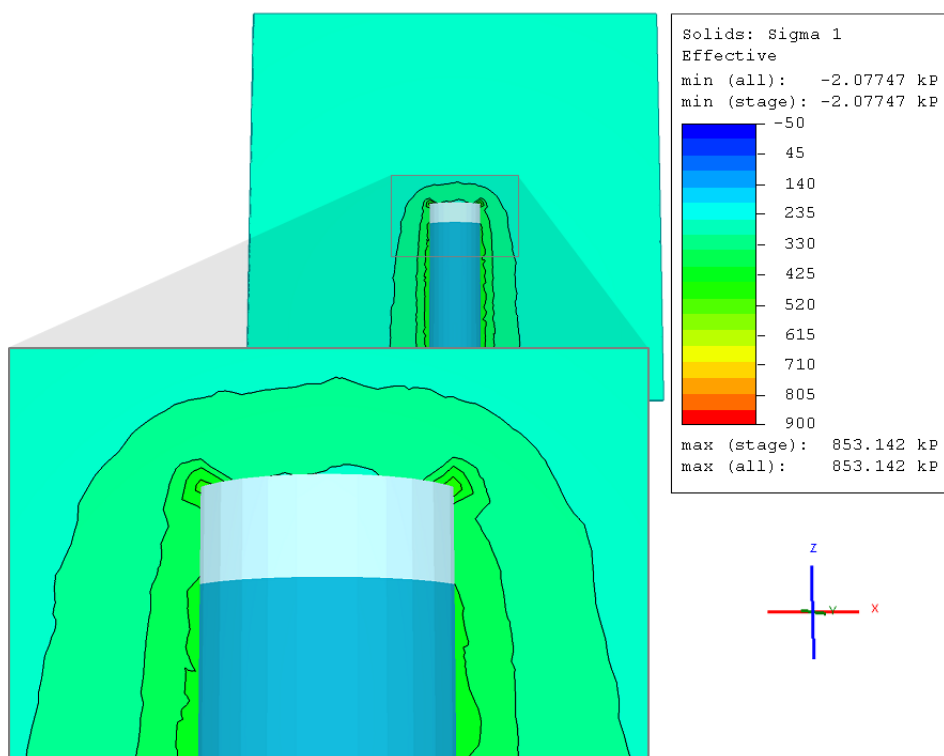


Fig. 2.7 - σ'_1 [kPa], num plano longitudinal horizontal, 1.5 metros acima do eixo do túnel (Plano xz, com $y=1.5$)_RS³.

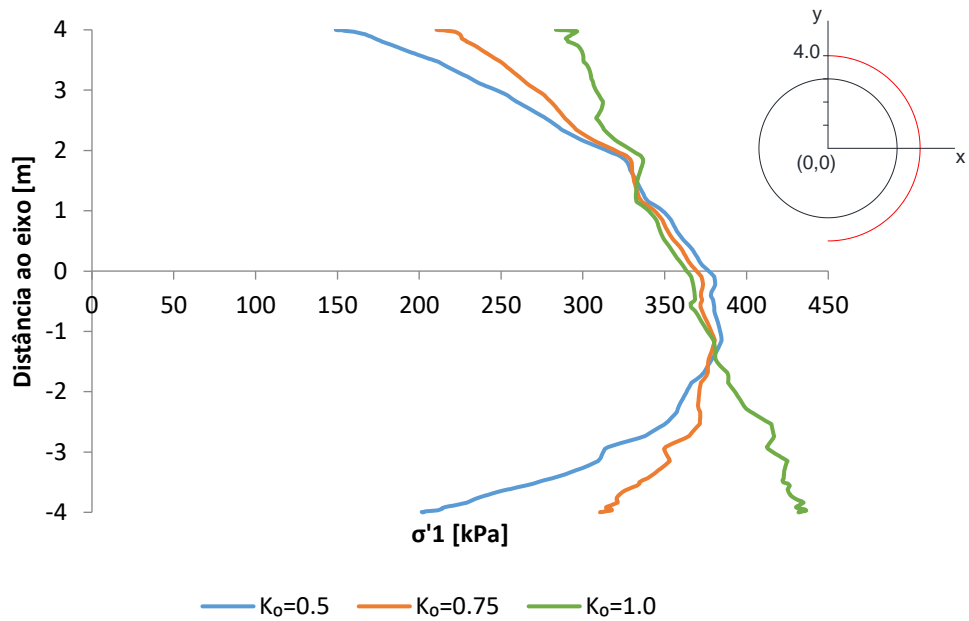
De forma semelhante, existe uma concentração de σ'_1 na zona já suportada e, neste caso, nas proximidades dos hasteais, adiante da frente de escavação. Verifica-se, ainda, por oposição à Fig. 2.6, uma simetria em relação ao eixo do túnel. Eventuais discrepâncias nessa simetria ocorrem devido à disposição dos elementos finitos, já que, como não podia deixar de ser, as representações e os valores obtidos são dependentes da sua disposição e dimensão.

De referir que nas figuras exibidas, foi admitido um nível de contornos distinto para cada situação particular. A melhor representação, seria com um número de contornos elevado, o que se traduziria numa visualização complexa e, em certos casos, impercetível, uma vez que se tratam de zonas com grande variabilidade de tensões, ou seja, seria uma zona de concentração desses contornos. Optou-se, por esse motivo pelo número, reduzido, de intervalos que melhor se adaptassem a cada caso.

2.4.1.2. A influência de K_0

Como se compreende a alteração deste parâmetro, intrínseco ao solo, gera estados de tensões diferentes e, como resultado, uma distinta alteração quando o maciço é perturbado por uma escavação.

Para a análise desta influência, verificou-se a evolução, numa secção transversal a 10 metros, nas mesmas condições que na Fig. 2.5. Na Fig. 2.8 mostra-se a evolução da tensão efetiva principal máxima, ao longo de uma semi-circunferência de raio $r=4\text{m}$. É incluída na mesma figura, um esquema da linha em análise.

Fig. 2.8 - Evolução de σ'_1 com diferentes valores de K_0 .

Da figura representada, é possível reparar que, além de σ'_1 naturalmente aumentar com o aumento de K_0 , passa a ter uma evolução em profundidade muito menos variável. Isto permite elucidar o elevado acréscimo de σ'_1 nos hasteais, que se discutiu relativamente à Fig. 2.5.

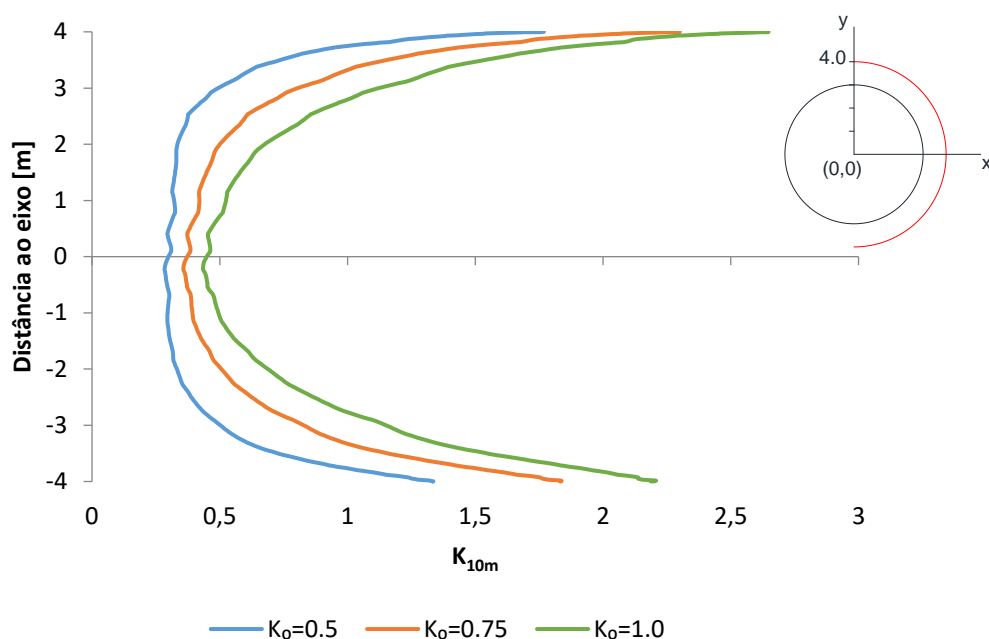
Foi feita apenas uma referência a esta variação, para se compreender que existe também uma redistribuição nos hasteais. Se fosse admitido, por exemplo, $K_0=1.0$, não se verificaria um aumento tão pronunciado como quando $K_0=0.5$, ou seja, compreender-se-ia que parte das pressões nos hasteais seriam também redistribuídas para os ombrais.

De referir que o que foi dito, se associa às zonas destacadas, já que as direções principais no repouso, num plano transversal, são vertical e horizontal. Se esse não fosse o caso, ocorreria uma rotação destes efeitos mediante a orientação dessas direções.

Além da análise de σ'_1 , considerou-se uma segunda análise com a variação de K_0 . Nesta, foi analisado o coeficiente de impulso na secção 10 m, K_{10m} , definido pela equação 2.2. Ou seja, tal como anteriormente, analisa-se a secção $z=10m$ de prolongamento, em que a escavação está 1 metro adiante, e o suporte colocado 1m atrás.

$$K_{10m} = \frac{\sigma'_{h\ 10m}}{\sigma'_{v\ 10m}} \quad (2.2)$$

Ilustra-se então, na Fig. 2.9, a evolução de K_{10m} , numa linha de análise equivalente à figura anterior.

Fig. 2.9 - Evolução de K_{10m} com diferentes valores de K_0 .

Na figura anterior, compreende-se que quanto mais próximo da escavação se analisar, maior será o valor de K_{10m} , para a zona do coroamento e da soleira, já que σ'_v tende para 0 quando se escava. Por outro lado, na zona dos hasteais, esse valor tenderia para 0, uma vez que σ'_h se anula. Deste modo, é possível compreender que existe uma rotação das tensões efetivas principais nas proximidades da escavação. σ'_1 passa a ter uma componente horizontal predominante na proximidade do coroamento e da soleira, enquanto que nos hasteais destaca-se a componente vertical.

2.4.2. ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS

De acordo com o que se referiu anteriormente, o maciço vai sofrer deslocamentos também de origem tridimensional. Reproduz-se na Fig. 2.10, um contorno ao modelo em análise referente aos deslocamentos totais, para ter já à partida um enquadramento do sucedido quando se executa uma escavação de um túnel.

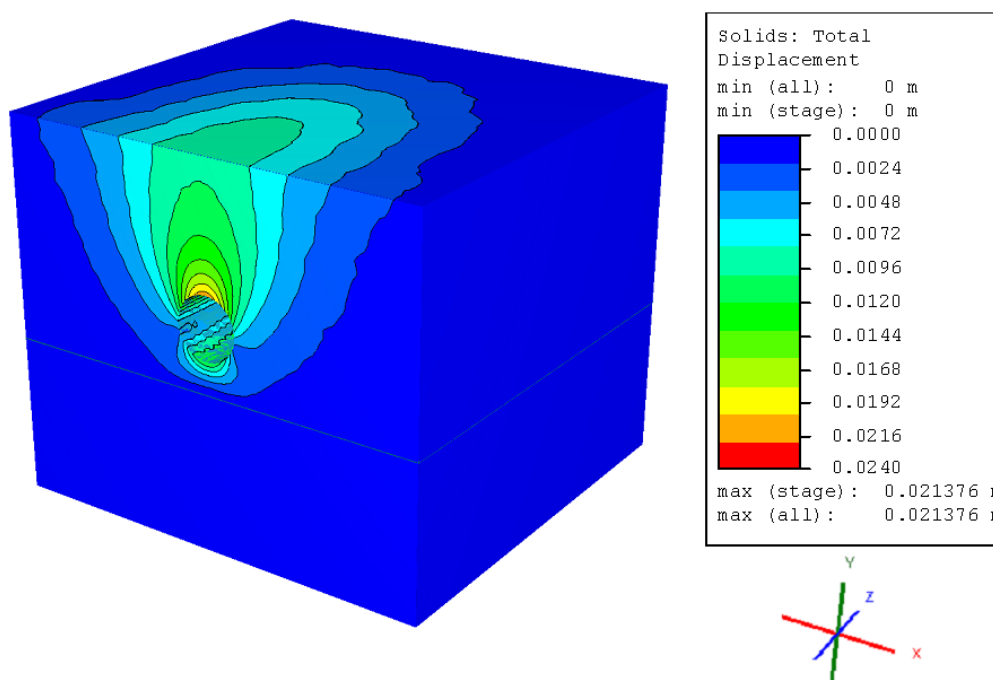


Fig. 2.10 - Deslocamentos totais [m], no contorno exterior do modelo_RS³.

Para esta análise de deslocamentos, vai ser tida em conta a última fase da escavação, já que os deslocamentos aumentam durante todo o processo. A última fase corresponde, portanto, a uma escavação e colocação de suporte, com prolongamento de 20 metros.

2.4.2.1. Longitudinalmente

É possível constatar que durante a escavação ocorre um movimento do solo para o interior da cavidade escavada. A Fig. 2.11 exemplifica esse deslocamento para um plano vertical longitudinal, contendo o eixo do túnel, no qual se representam os deslocamentos totais e os vetores desse deslocamento. De referir que os vetores se encontram a uma escala desproporcionada, apenas para melhor interpretação dos deslocamentos ocorridos. Note-se ainda que uma parte da representação foi “recortada”, uma vez que esta corresponde ao denominado “Estrato rígido”, pois apresenta deslocamentos nulos ou desprezáveis.

Relembra-se que o comportamento na figura é verificado sobre o eixo. Por este motivo, verifica-se grande mobilização de deslocamentos sobre o eixo até à superfície, tal como se confirmou na Fig. 2.10.

Pela Fig. 2.11 é possível compreender que a componente vertical é claramente predominante, em particular a uma certa distância para trás da frente de escavação. Por outro lado, próximo da frente de escavação, a componente horizontal longitudinal passa a adquirir destaque, ou seja, o efeito tridimensional é de grande importância nesta zona. Apresenta-se, todavia, na Fig. 2.12 o desenvolvimento típico à superfície, nas condições da Fig. 2.11, relativamente aos deslocamentos longitudinais e radiais. Sendo que, os deslocamentos longitudinais se referem aos deslocamentos em z, e os radiais em relação ao eixo y, já que se está a analisar uma secção vertical.

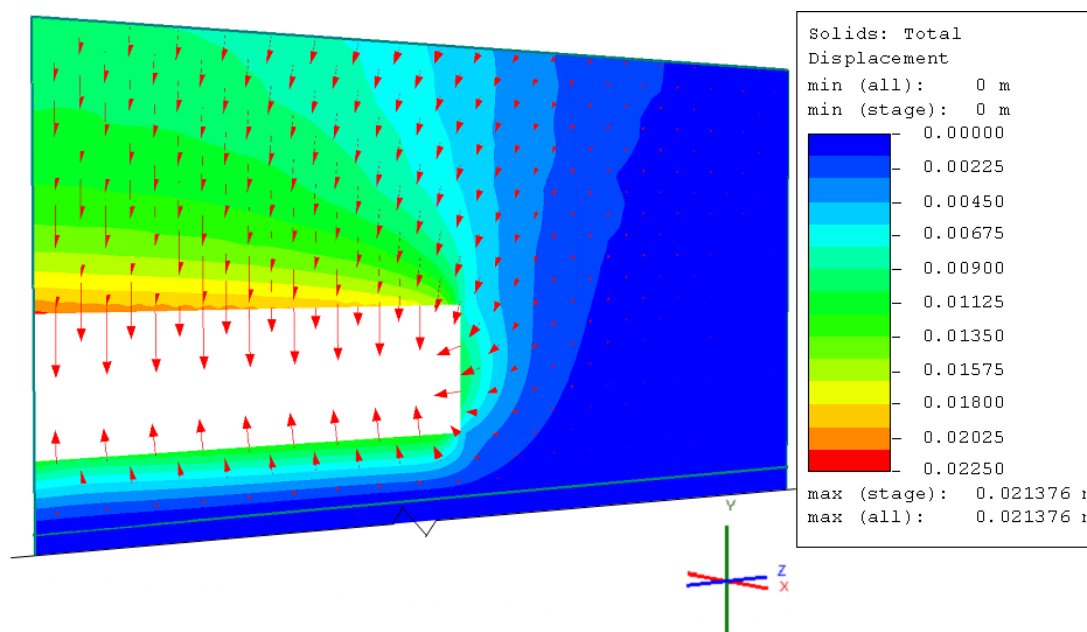


Fig. 2.11 - Deslocamentos totais [m], e vetores de deslocamento num plano vertical longitudinal, incluindo o eixo do túnel_RS³.

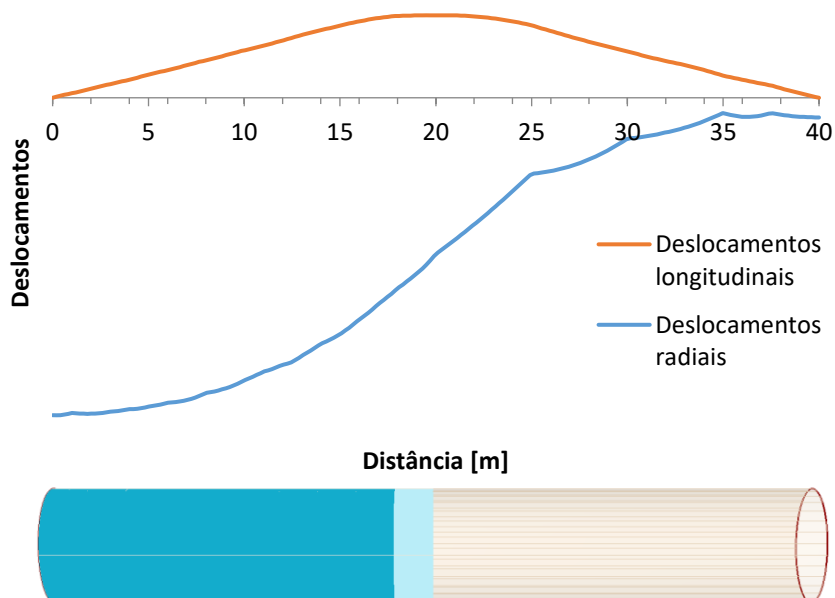


Fig. 2.12 – Evolução, num alinhamento longitudinal, dos deslocamentos longitudinais e radiais à superfície sobre o eixo do túnel.

Além disso, a figura permite uma boa percepção da proporção entre os dois deslocamentos. Os deslocamentos longitudinais atingem o seu máximo no alinhamento da frente de escavação, e vão reduzindo à medida que se afastam desta. Para uma certa distância da frente de escavação atingem valores reduzidos e, por esta motivo, consideram-se em muitos casos análises em estado plano de deformação. Os deslocamentos radiais aumentam até estabilizarem para uma determinada distância da frente de escavação.

2.4.2.2. Transversalmente

Para uma análise transversal foi admitido um plano xy, em que $z = 10$ m, tal como em casos anteriores. Avaliaram-se os deslocamentos totais ao longo de linhas horizontais, espaçadas de 3 m, desde o eixo do túnel até à superfície. Relembra-se que o eixo do túnel tem de coordenadas $x=0$ e $y=0$ (Fig. 2.13).

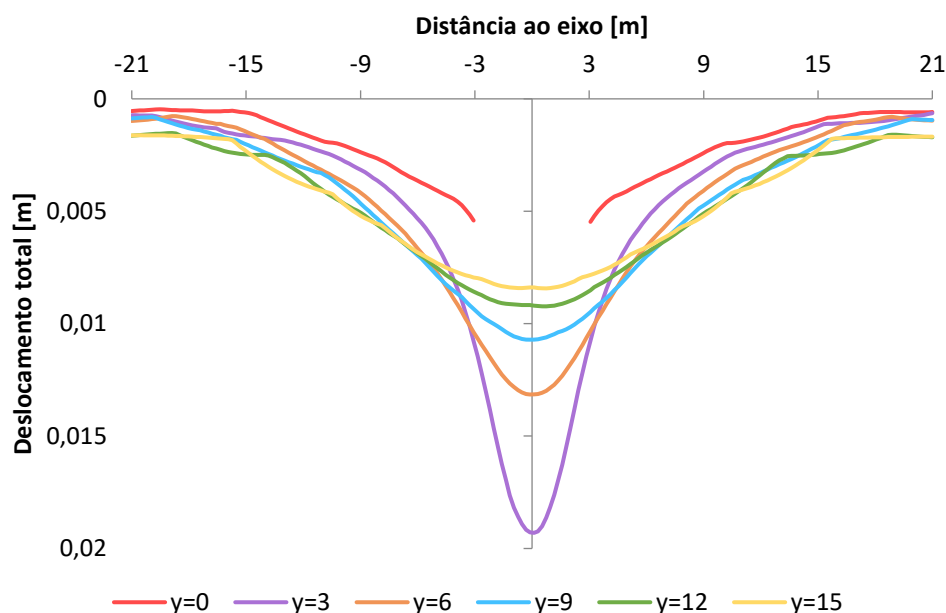


Fig. 2.13 - Deslocamentos totais a diferentes ordenadas y.

Repara-se, como seria expectável, que os deslocamentos reduzem à medida que se aproxima da superfície. Além disso, nota-se que a curva de deslocamentos se aproxima de uma curva de Gauss, e é normalmente considerada como tal. A equação 2.3 identifica essa curva.

$$s(x) = s_{max} \cdot e^{\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right)} \quad (2.3)$$

onde x corresponde à distância ao eixo da curva, i é a distância ao ponto de inflexão da curva, s_{max} o assentamento máximo à superfície e s o assentamento na abscissa x (Topa Gomes, 1998)

O volume, por metro linear de escavação, deslocado à superfície, denomina-se volume de subsidência, V_s .

Por outro lado, foram de forma semelhante, analisadas linhas verticais, desde a interface das duas camadas até à superfície (Fig. 2.14).

Tal como anteriormente, foi também neste caso, considerado um espaçamento de 3 m entre as linhas em análise. De forma semelhante, e como esperado, quanto mais próximo da escavação, maior a grandeza dos deslocamentos totais.

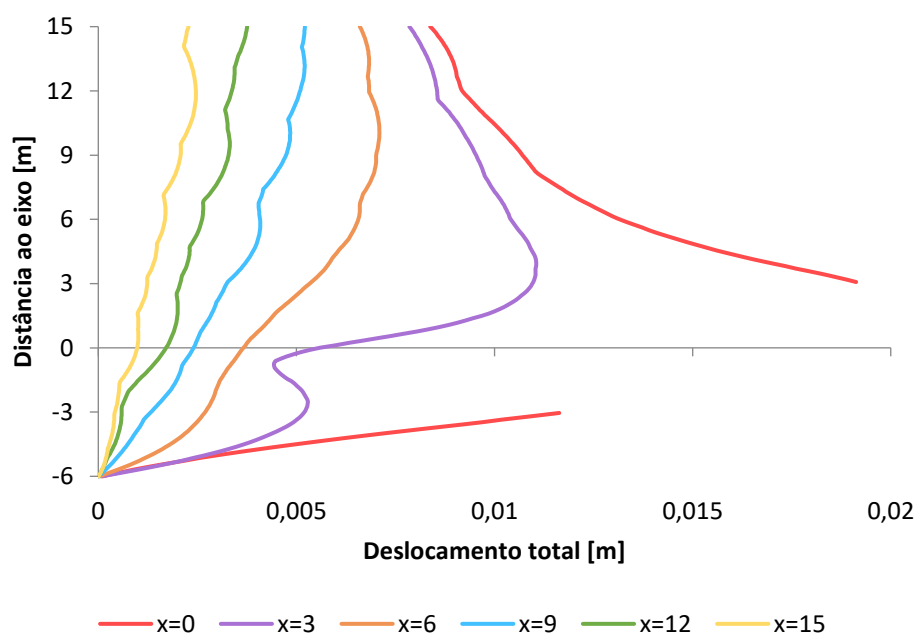


Fig. 2.14 - Deslocamentos totais [m], a diferentes abscissas x .

2.4.2.3. A influência de K_0

O coeficiente de impulso em repouso, vai ter como consequência indireta a variação na deformação do maciço. Apesar deste parâmetro gerar alterações nos deslocamentos em todo o modelo, vai-se simplesmente exemplificar a alteração criada para distintos valores de K_0 (Fig. 2.15), no contorno escavado.

Neste caso, foi considerada a secção inicial de escavação do modelo, mas admitindo que a construção de túnel estava completa. Isto porque, tal como se viu na Fig. 2.11, os deslocamentos tendem a estabilizar para uma secção suficientemente afastada da frente de escavação. A perspetiva corresponde a uma visualização da secção referida, vista do interior da escavação. Esta opção foi tomada apenas porque permite uma visualização mais clara. É possível notar que à medida que K_0 aumenta, a deformação começa a ser cada vez mais uniforme ao longo de todo o perímetro da secção. Denomina-se por volume perdido, V_p , o volume deslocado na secção de escavação por metro linear. Note-se que as deformações foram aumentadas para uma visualização mais intuitiva dos efeitos associados.

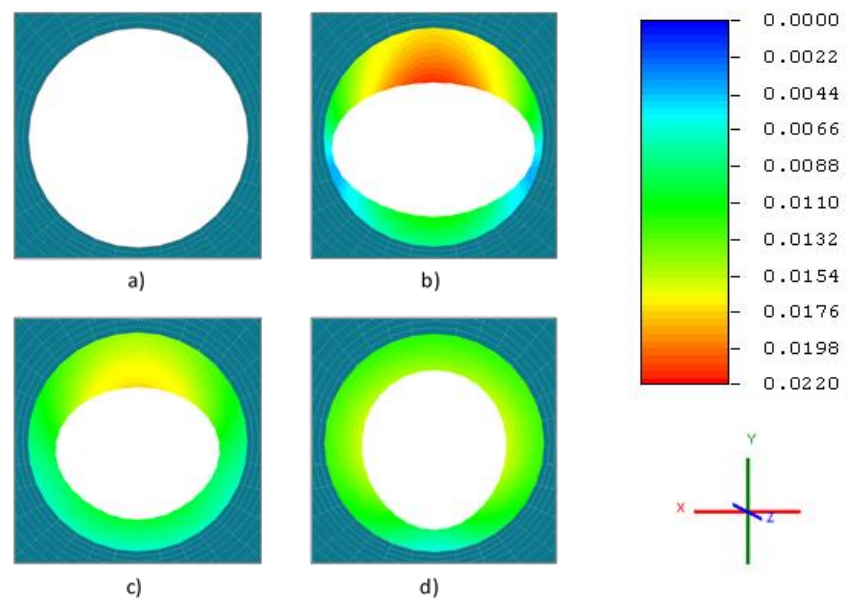


Fig. 2.15 – Deslocamentos totais [m]. Volume perdido, V_p , para diferentes valores de K_0 : a) caso geral sem deformação; b) $K_0=0.5$; c) $K_0=0.75$; d) $K_0=1.0_{RS^3}$.

3

ESTUDO BASE – TÚNEL CIRCULAR

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo vai-se analisar o caso de estudo, ao qual se recorreu no capítulo anterior para demonstrar o comportamento de um túnel superficial. Tal como visto este caso de estudo trata-se de um exemplo simples modelado, com recurso a um programa de análise numérica da Rocscience, o RS3. Este programa calcula os modelos recorrendo ao método de elementos finitos, num espaço tridimensional. Com estes resultados, foi verificada a correspondência com um modelo bidimensional, também com recurso a um programa da Rocscience, o RS2.

Em primeiro lugar, vão ser referidas todas as opções que se tomaram na criação deste modelo. Algumas destas foram já abordadas no capítulo anterior para possibilitar um enquadramento.

Os resultados obtidos tridimensionalmente, de diversos modelos, vão ser analisados numa fase seguinte, no qual vai ser tido em conta o grau de discretização que mais se adequa tanto à qualidade de resultados, como ao tempo despendido de cálculo. Da comparação destes modelos, calculados recorrendo a um modelo elástico, vai ser escolhido um caso. Este caso será, posteriormente, calculado com um modelo elasto-plástico perfeito, que se utilizará para modelar um modelo correspondente bidimensional.

Para o modelo 2D são descritos, inicialmente, os métodos que o RS2 permite de simulação do efeito 3D, o “Load Split” e o “Core Replacement Technique”. É então feito o cálculo com o critério de rotura de Mohr-Coulomb com uma elasticidade isotrópica numa primeira fase.

Refere-se, desde já, que foram considerados 2 metros de avanço, o que obviamente não corresponde a uma situação apropriada, uma vez que se trata de solos, e que o diâmetro da escavação é 6 m. Tal como no capítulo anterior foi descrito, estes avanços foram executados para ter uma perceção mais intuitiva dos fenómenos associados à escavação de um túnel superficial. Posteriormente, como se verificaram valores de assentamentos aceitáveis, e já que foram efetuados vários cálculos com estas considerações, foi também aqui considerada essa situação. Isto porque o que se pretende é somente uma relação entre o modelo 2D e 3D, e numa fase seguinte (capítulo 6), uma relação com o modelo hiperbólico. Sendo assim, não existe qualquer condicionamento no objetivo considerado.

3.2. MODELO

3.2.1. GEOMETRIA, MATERIAIS E SUPORTE

Relativamente a este ponto, a geometria, os materiais presentes, tais como os solos e o suporte foram já caracterizados na Fig. 2.4. No capítulo anterior foram considerados solos elásticos. Nesta fase, vão

ser também solos com comportamento elasto-plásticos perfeitos. Nesse sentido, importa referir que o valor do ângulo de dilatância, ψ , foi considerado 11.7° (Topa Gomes, 1998).

Na figura supracitada identificam-se denominações próprias para os materiais. O material em que o túnel é escavado designa-se “Solo residual”, isto porque têm características de um solo residual de granito. Admitiu-se este tipo de solo uma vez que este é o solo mais abundante na cidade do Porto e, que se revelará de grande importância para capítulos seguintes. O “Estrato rígido” refere-se a um material com uma rigidez elevada, que apresenta deformações desprezáveis. Além destes, apresenta-se também o “Betão projetado” que se refere ao único suporte que foi modelado, com os parâmetros resistentes e de rigidez, igualmente presentes na figura.

3.2.2. FASES DO MODELO

As fases do modelo tal como já abordado no capítulo anterior, são fases em que enquadram escavação de 1 metro de túnel, ou colocação de 1 metro de suporte. De referir que o suporte se encontra sempre afastado de, pelo menos, 1 metro da escavação. Para isso é possível utilizar uma ferramenta do RS3 que permite intercalar as diferentes fases que ocorrem durante a construção de um túnel – “Sequence Designer”. Apresentam-se na Fig. 3.1, a evolução entre 3 fases consecutivas.

De acordo com esta ferramenta, iniciando a escavação na 2ª fase e a colocação de suporte na 5ª, resulta um conjunto de 43 fases para todo o desenvolvimento de 20 metros de túnel ser escavado e suportado. De referir que na fase 3 e na fase 42 não ocorre nem escavação, nem colocação de suporte, mas como estas duas fases foram automaticamente modeladas pelo Sequence Designer, isso foi mantido inalterado.

O autor deste trabalho subdividiu excessivamente o faseamento do modelo, inclusive a intercalação de fases de escavação e colocação de suporte, para uma compreensão mais aprofundada sobre qualquer variação ocorrida. Isto permitiu assentar ideias gerais do funcionamento do programa e, em modelos subsequentes, simplificações foram efetuadas com maior confiança.

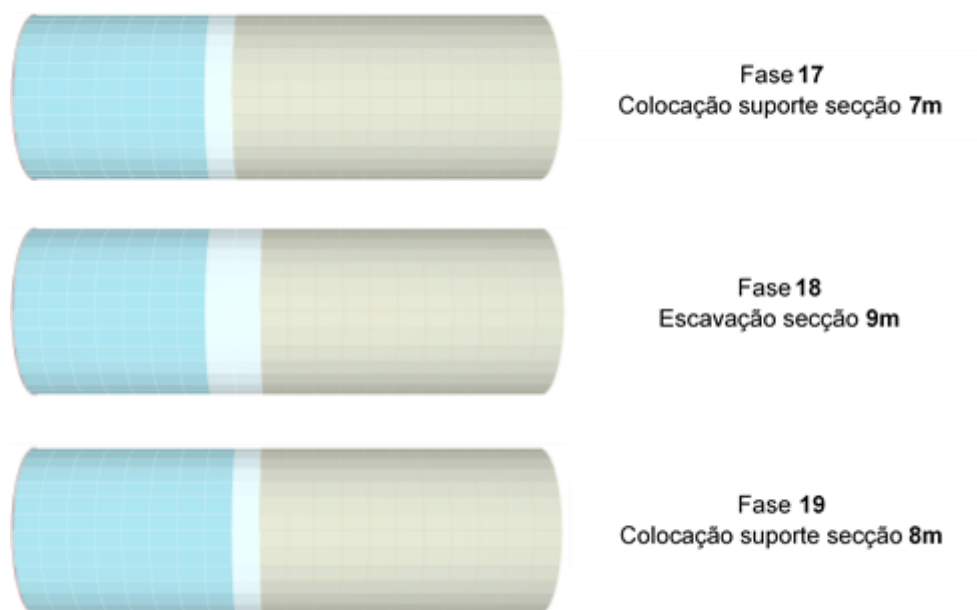


Fig. 3.1 - Avanço e colocação de suporte em 3 fases consecutivas.

3.2.3. CONDIÇÕES DE FRONTEIRA DO MODELO

Pela figura seguinte (Fig. 3.2), verificam-se as seguintes condicionantes: não existem impedimentos à superfície; as faces frontal e traseira têm restrição apenas de se deslocarem na direção z; as faces laterais do modelo são impedidas de se deslocarem nas direções x e z; a base do modelo não pode ter quaisquer deslocamentos.

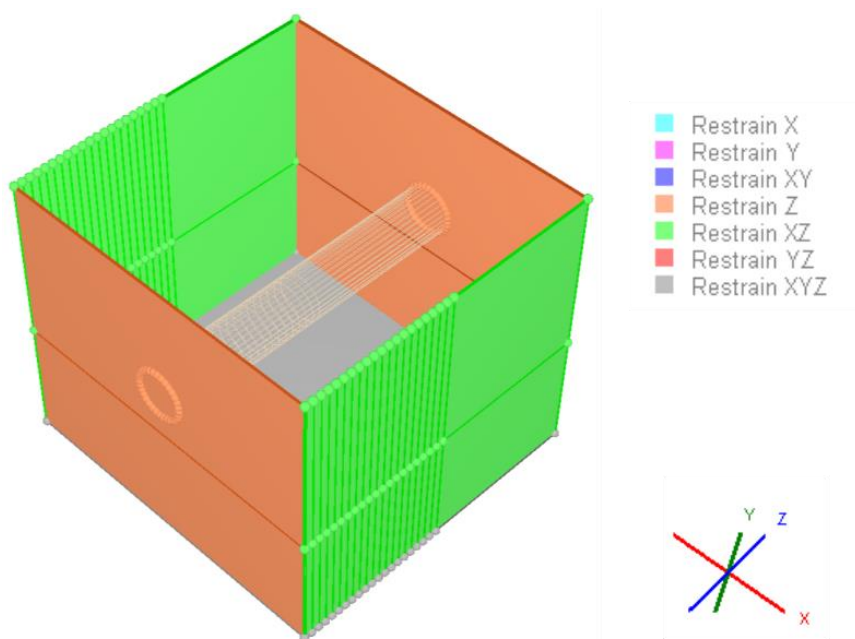


Fig. 3.2 - Restrições consideradas na fronteira do modelo.

Como foi descrito, está-se perante um túnel superficial e, por esta razão admitiu-se um campo de tensões gravítico, ou seja, está-se perante tensões de baixo valor, em que se constata uma influência até à superfície, tal como se estudou no capítulo anterior. Em oposição, o programa permite considerar estados de tensões constantes, para situações em profundidade considerável, de tal forma que, as variações de tensões entre dois pontos, por exemplo, no coroamento e na soleira do túnel antes da escavação são pouco significativas. Além disso, nota-se também que não existe uma propagação dos efeitos da escavação até à superfície. Isto é relacionável com a Fig. 2.13, em que se repara que quanto mais próximo da superfície mais reduzidos são os deslocamentos.

3.2.4. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

O RS³ permite definir 2 tipos de malha de elementos finitos: uniforme e graduada. Ambas com recurso a elementos tetraédricos de 4 ou 10 nós (Fig. 3.3).

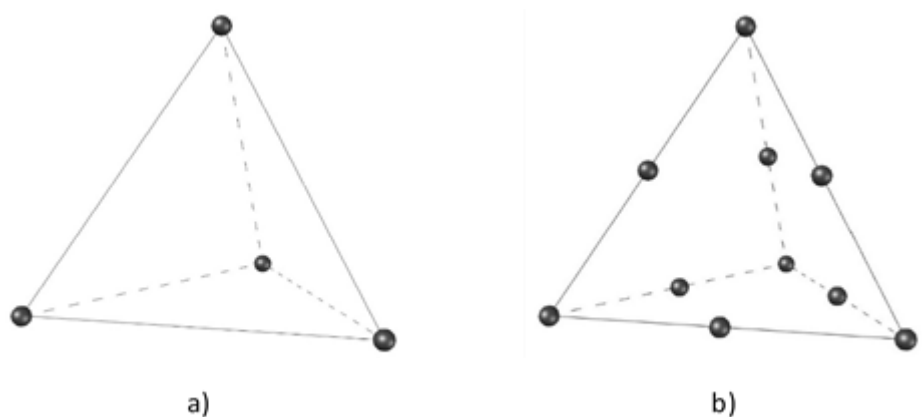


Fig. 3.3 - Elementos tetraédricos: a) 4 nós; b) 10 nós.

Uma malha uniforme gera os elementos de tal forma que estes tenham um tamanho semelhante, ou seja, o número de elementos que se pretende é que, indiretamente, define o seu tamanho.

Por outro lado, uma malha graduada tem elementos de mais pequenas dimensões nas proximidades da escavação e vai, gradualmente, aumentando o seu tamanho à medida que se aproxima da envolvente exterior do modelo. Sendo assim, neste tipo de malha, é definido o “Número de arestas na fronteira escavada” (“Number of Edges on Excavated Boundaries”). Este valor é definido consoante as características geométricas do modelo como, por exemplo, o número de segmentos de reta que geram a fronteira da escavação, neste caso, circunferência. Além disso, o faseamento do modelo introduzido, gera diferentes desenvolvimentos de escavação, neste caso de 1 metro, o que implica que, um elemento tangente à escavação, tem no máximo 1 metro longitudinalmente.

Quando se utiliza uma malha graduada é, além do referido, possível alterar 3 parâmetros de graduação: “Offset”; “Grading Factor” e “External Grading Factor”. O “Offset” estabelece uma faixa para o exterior da escavação, em que os elementos nessa faixa são do mesmo tamanho. Ou seja, esta faixa é definida de acordo com o número de elementos que se pretenda transversalmente ao túnel. No limite do “Offset” inicia-se a graduação, em que é o “Grading Factor” que determina a forma como o tamanho dos elementos evolui à medida que se afasta da escavação. Quanto maior este valor, mais rapidamente os elementos aumentam de tamanho. Se este parâmetro tiver um valor muito elevado, não só passa a existir uma discretização pobre, para posterior análise de resultados, como pode também gerar elementos de má qualidade. Elementos de má qualidade são elementos em que as dimensões podem ser muito variáveis mediante a direção que se considere no elemento. O “External Grading Factor” controla o tamanho do elemento na fronteira do modelo. Se este for igual a 1, significa que o elemento tem o tamanho condicionado pelo “Grading Factor”, se, por exemplo, se considerar 0.5, tem aproximadamente metade dessa dimensão.

Neste caso de estudo foram tomadas diversas opções para tentar determinar a malha de elementos finitos que permita resultados suficientemente rigorosos tendo, contudo, em conta o tempo despendido de cálculo. Mostra-se na Fig. 3.4 a malha pela qual se optou. Contudo, a análise que permitiu essa escolha vai ser analisada mais tarde, em 3.3.1:

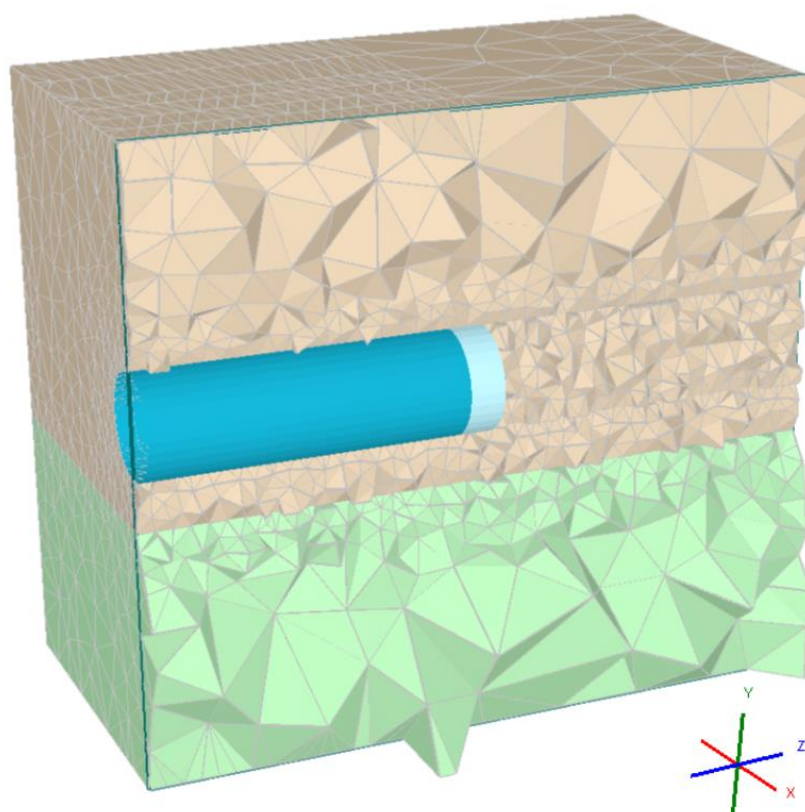


Fig. 3.4 - Parte da malha de elementos finitos, definida por um plano vertical (yz), intersectando o eixo do túnel.

Na figura anterior é possível verificar que os elementos tangentes à fronteira exterior do modelo nos 20 metros correspondentes à escavação, não só condicionados pelo “Grading Factor”. Tal como na escavação, os avanços de 1 metro, condicionam também a sua dimensão. Nos restantes 20 metros de desenvolvimento do modelo isso já não acontece. De referir também que, para a frente da escavação, ou seja nos restantes 20 metros do modelo, os elementos foram considerados com a mesma dimensão que ocorre na zona efetivamente escavada. Tal opção foi tomada, para averiguar com grande detalhe a influência que a escavação causa para lá da escavação, como foi discutido no capítulo anterior.

3.2.5. CRITÉRIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB

O modelo descrito vai recorrer ao critério de rotura de Mohr-Coulomb, já que a maioria dos solos experimenta uma rotura definida por este critério (Matos Fernandes, 2011).

Um critério de rotura é identificado por uma equação que define a envolvente de rotura. Esta envolvente divide os estados de tensão que o solo consegue suportar, dos quais não tem capacidade resistente para tal.

A equação 3.1 determina a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb.

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \tan \varphi' \quad (3.1)$$

Sendo,

c' , coesão, também designada coesão efetiva;

φ' , ângulo de atrito ou de resistência ao corte, também designado ângulo de atrito efetivo.

A denominação “efetivo” também se utiliza, já que o critério de Mohr-Coulomb se aplica a tensões efetivas. A letra “f” associada às componentes de tensão, apenas identifica que se trata de tensões em rotura (“f”- *failure*, em língua inglesa).

A equação 3.2, permite a representação desta envolvente relativamente às tensões principais máxima e mínima.

$$\sigma'_{1f} = \frac{2c' \cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} + \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \sigma'_{3f} \quad (3.2)$$

O critério de rotura, recorrendo a uma relação σ' - τ , é representado na Fig. 3.5.

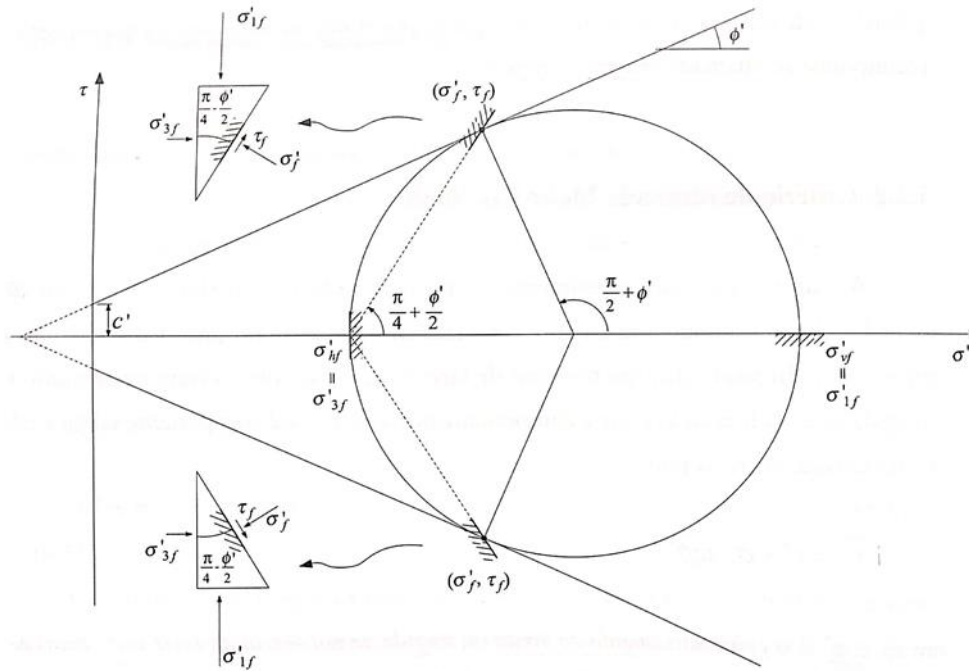


Fig. 3.5 - Rotura de solo de acordo com o critério de rotura de Mohr-Coulomb (Matos Fernandes, 2011).

Na Fig. 3.5 é considerada a envolvente de rotura, e a circunferência de Mohr, para a qual se inicia a rotura. Nesta identificaram-se os pontos de tangência com a envolvente de rotura. Nesses pontos, a partir do pólo de irradiação das facetas, é possível constatar as facetas em que a rotura ocorreu. O pólo referido para a situação representada corresponde à abcissa da tensão principal mínima na rotura, σ'_{3f} . Como se confirma na figura anterior, a envolvente de rotura tem o declive de φ' , e a ordenada na origem corresponde a c' .

A parte negativa do eixo σ' , que corresponde à resistência à tração, é deixada tracejada, já que em situações normais, esta não é considerada. Isto ocorre porque se trata de uma resistência muito baixa, o que ao considerar desprezável, torna o cálculo ligeiramente conservativo.

Este critério apresenta algumas vantagens, tais como, uma simplicidade matemática, um significado físico claro dos parâmetros materiais, e uma grande aceitação ao nível da comunidade científica (Labuz e Zang, 2012).

3.3. CASOS CONSIDERADOS E SOLUÇÃO FINAL

3.3.1. CASOS CONSIDERADOS

Na análise do modelo 3D foram considerados diversas malhas de elementos finitos, de forma a verificar o modelo que corresponde a uma discretização com resultados satisfatórios, para uma duração de cálculo razoável. Os diferentes casos analisados foram considerados para um modelo elástico, uma vez que o modelo elasto-plástico perfeito tem processos de cálculo exigentes, que se traduzem em elevadas durações de cálculo. O modelo elástico permite, desta forma, um estudo paramétrico mais eficiente, relativo à discretização. O deslocamento total máximo do modelo foi considerado o fator decisivo relativo aos resultados que, em conjunto com o tempo de cálculo, vai permitir a escolha de um modelo final. Uma vez definida a malha de elementos finitos para um modelo com comportamento elástico, aplicar-se-á um modelo elástico perfeitamente plástico a esse caso.

Foram considerados 8 casos, em que o primeiro corresponde à situação que o programa sugere. O RS³ admite um tetraedro de 4 nós, com um “Offset”, “Grading Factor” e “External Grading Factor” de 2,3 e 1, respetivamente. O número de arestas na fronteira escavada como se compreende é variável mediante o modelo presente, sendo que neste caso corresponde a 672. De referir que este valor é o valor mínimo admissível para este modelo, pelo que foi dito em 3.2.4. Este caso inicial foi denominado “Caso 1”, em que os restantes são variantes mais complexas deste, e que se apresentam no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Casos modelados.

Caso	Definições malha de elementos finitos			Malha de elementos finitos inicial		Deslocamento total máximo [mm]	Tempo cálculo [min.]
	T.E.	N.A.	G.F.	nº nós	nº elementos		
1	4 nós	672	3	10751	61236	18,4	1
2	4 nós	1344	3	35119	212829	19,8	37
3	10 nós	672	3	84621	61236	21,4	22
4	10 nós	1344	3	285944	212841	-	n.c.
5	4 nós	672	2	12419	70796	18,6	2
6	4 nós	1344	2	40490	246121	20,0	46
7	10 nós	672	2	97866	70796	21,4	25
8	10 nós	1344	2	330342	246126	-	n.c.

n.c. – não calculado

Como é possível verificar foram consideradas variações em relação aos seguintes parâmetros: número de nós por elemento; número de arestas na fronteira escavada e “Grading Factor”. Em relação ao número de nós por elemento foram consideradas as duas opções que o programa permite, 4 nós ou 10 nós, tal como visto em 3.2.4. O número de arestas na fronteira escavada foi considerado o sugerido

pelo programa e o dobro desse valor. O “Grading Factor” além de admitir o valor que o programa sugere, 3, foi também admitido o valor 2. Isto significa que ao reduzir este parâmetro, os elementos aumentam de forma mais subtil à medida que se afastam da escavação. Como é possível verificar, todas as alterações paramétricas correspondem a soluções mais discretizadas, logo soluções com maior grau de precisão. Os 8 casos presentes representam as combinações possíveis entre as variações paramétricas para melhor analisar a importância de cada alteração.

O “Caso 4”, e por consequência o “Caso 8”, correspondem a soluções extremamente exigentes, em que o programa necessita de um tempo de cálculo na ordem de alguns dias, o qual foi designado “n.c”, que corresponde a “não calculado”. Como se compreende, estas soluções foram colocadas de parte, já que se consideram soluções in comportáveis, não considerando, além disso, que as soluções elásticas perfeitamente plásticas seriam ainda mais exigentes. Relativamente a este caso foram feitas ligeiras alterações ao modelo de forma a conseguir um resultado praticamente inalterado. As alterações foram as seguintes: assumir uma resistência à tração de 1 kPa e remoção da fase 42. Na primeira situação esta opção foi tomada, uma vez que em certos casos, as durações dos cálculos são devidas a elementos sujeitos a uma baixa tração. Por este motivo, foi admitida uma capacidade resistente à tração muito reduzida de 1 kPa, o que acabou por não alterar o tempo de cálculo. Note-se que a resistência à tração foi admitida 0 em todos os cálculos, com exceção da variante referida, uma vez que se trata de soluções mais seguras. A remoção da fase 42 foi outra alternativa, uma vez que o cálculo tem desenvolvimento muito elevado nesta fase. Como foi referido anteriormente, em 3.2.2, a fase 42 foi modelada diretamente no “Sequence Designer”, mas na qual nada ocorre em relação à fase 41. Depois desta remoção o cálculo procedeu-se exatamente da mesma forma, ou seja, a nova fase 42, que corresponde à colocação de suporte na última secção escavada, continuou a ser uma fase crítica, na qual o cálculo praticamente estagna. Desta forma, admite-se que a combinação de um número tão elevado de nós e de elementos seja in comportável, para o modelo em causa. Contudo, o cálculo foi efetuado até à fase 41, o que significa que os resultados podem ser analisados até esta fase. O deslocamento máximo total obtido até esta fase foi de 21,54 mm, o que é muito próximo do “Caso 3”. De acordo com os outros casos, o deslocamento máximo verifica-se para fases anteriores à fase 41. Por esta razão, pode-se assumir que o “Caso 4”, e consequentemente o “Caso 8”, não iria corresponder à solução escolhida, já que o tempo de cálculo é extremamente mais elevado e a precisão de resultados é pouco alterada em relação ao “Caso 3”.

Analisando inicialmente a variação em relação ao “Grading Factor”, ou seja, a variação dos casos 1 a 3 para os casos 5 a 7, respetivamente, é possível constatar que este não introduz grande alteração nos resultados, e que acrescenta ligeiramente o tempo de cálculo.

Colocando então os casos 5 a 7 de parte, verifica-se que nos restantes, os resultados melhoram à medida que se progride do “Caso 1” para o “Caso 3”. Admite-se que os melhores resultados são os resultados com valor mais elevado, ou seja, o maior deslocamento máximo. Contudo, verifica-se que o “Caso 3” apresenta um tempo de cálculo consideravelmente inferior, quando comparado com o “Caso 2”. Por este motivo, verifica-se que o número de nós por elemento é o fator predominante numa análise mais exigente, em contrapartida ao número de arestas na fronteira da escavação e ao “Grading Factor”.

“Offset” e “External Grading Factor” não se consideraram de elevada importância para este modelo, de forma que não foram introduzidos nesta análise paramétrica. Em todos os casos foram admitidos os valores que o programa tem predefinido. Isso verifica-se em certa medida, já que a redução do “Grading Factor” diminui todos os elementos do modelo, o que acaba por incluir a zona de “Offset” e a variação do “External Grading Factor”, e como se viu este parâmetro não é o mais relevante.

Sendo assim, o “Caso 3” corresponde à solução adotada e estudada em seguida para um modelo elasto-plástico perfeito.

Apesar de a escolha não ser a inicialmente fornecida pelo programa, é recomendada numa fase inicial, já que tem uma duração curta. Isto permite verificar eventuais erros durante a modelação, já que se trata de um processo complexo. Além disso, permite ter uma ideia prévia de alguns resultados relevantes, tais como, estado de tensão presente no suporte, de forma a adaptar uma solução preliminar de suporte mais adequada, como também a grandeza de deslocamentos prevista. Sendo que, a grandeza de deslocamentos pode numa fase inicial avaliar a necessidade de soluções construtivas em relação à sua envolvente, tais como edifícios, como também, em relação a soluções de suporte adiante da frente de escavação, tais como “guarda-chuvas”.

Nota-se que os tempos de cálculo apresentados no Quadro 3.1 são dependentes de condicionantes externas, tais como, condições do *hardware* e *software* do equipamento utilizado, bem como das condições de instalação do programa. Os tempos apresentados, foram calculados em condições semelhantes.

3.3.2. SOLUÇÃO FINAL E RESULTADOS

Tal como referido a solução da malha de elementos finitos corresponde ao “Caso 3”. Essa discretização vai agora ser aplicada a um modelo com comportamento elástico perfeitamente plástico, com o qual vai ser feita, posteriormente, uma relação com um modelo bidimensional. Relativamente a esta solução, vão ser analisados em seguida alguns resultados que se consideram relevantes.

Começa-se por dar uma visão geral de perspetivas de σ'_1 e dos deslocamentos totais, nas Fig. 3.6 e Fig. 3.7, respetivamente. Para estas representações recorreu-se a um plano longitudinal vertical, que contivesse o eixo do túnel, e um plano transversal, com $z=0$. Os resultados apresentados referem-se à última fase do modelo.

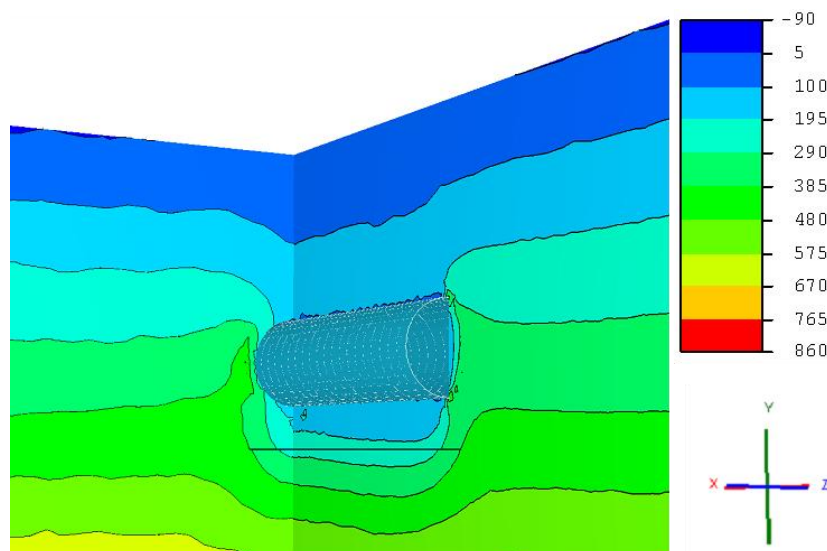


Fig. 3.6 - σ'_1 [kPa], num plano transversal e num plano longitudinal, contendo o eixo, ao túnel.

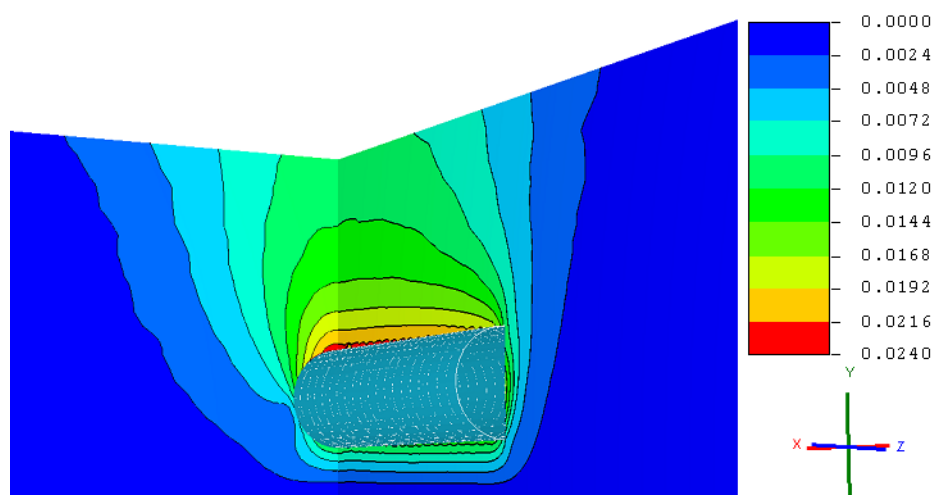


Fig. 3.7 - Deslocamentos totais [m], num plano transversal e longitudinal, contendo o eixo, ao túnel.

Na Fig. 3.7 a representação foi feita até ao “Estrato rígido”, uma vez que os deslocamentos são desprezáveis. No entanto, uma vez que as tensões são alteradas no “Estrato rígido”, parte deste foi considerada na Fig. 3.6. O segmento horizontal sobre o túnel, nessa figura, representa a coordenada y, na qual se encontra a interface do “Solo residual” com o “Estrato rígido”.

Nesta figura, os deslocamentos superiores a 0.024 m foram retirados, de forma a gerar uma distribuição de deslocamentos mais perceptível. Foi tomada esta decisão, neste caso, uma vez que existe uma zona reduzida com deslocamentos demasiados elevados, o que afeta toda a escala de cores. Para essa zona em questão, representa-se a evolução desses deslocamentos na Fig. 3.8, para as 3 fases de escavação iniciais (fase 2, 4 e 6). Nesta representação, tomou-se partido das funcionalidades do RS³, o que permitiu representar a envolvente escavada e a deformação sobre essa envolvente. De referir, que as deformações foram amplificadas.

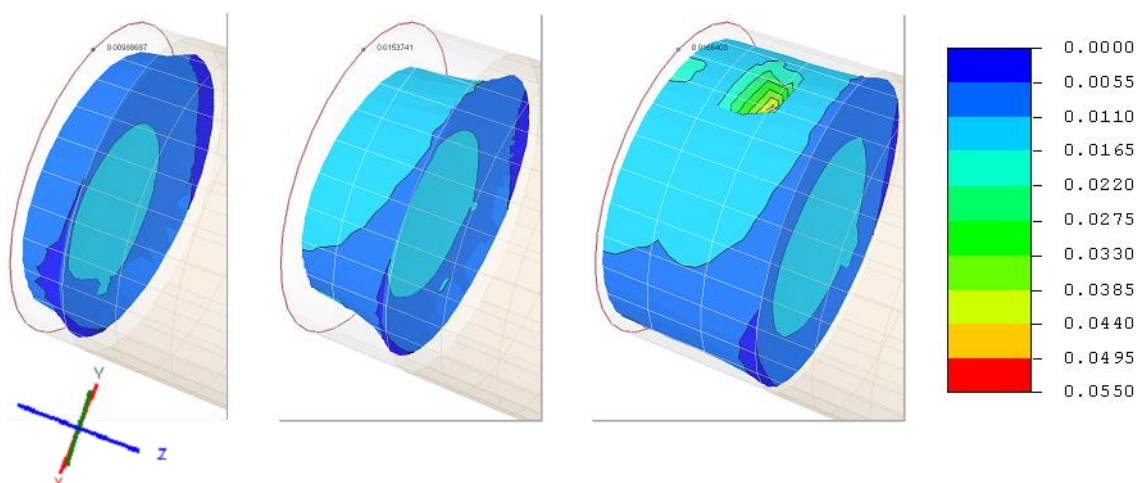


Fig. 3.8 - Evolução de deslocamentos totais [m] na escavação do túnel.

A deformação permite verificar o que foi dito no capítulo 2, acerca das deformações de um túnel. Aqui é possível constatar que o assentamento é superior à medida que as secções se afastam da frente de escavação. Demonstra, ainda, que existe um movimento em direção ao interior da cavidade escavada, em particular da frente de escavação. No último caso, a deformação em torno do túnel parece diminuir em relação às anteriores. Isto efetivamente não se verifica, o que acontece é que o facto de existir uma zona com deslocamentos maiores, acaba por deformar com relações distintas. Da mesma forma, os contornos apresentam cores frias já nas 2 primeiras escavações, o que não se pressupunha pela figura anterior, uma vez que a escala é a mesma para os 3 casos. Por este motivo é que se retiraram os deslocamentos superiores a 0.024 m da Fig. 3.7., somente para permitir uma visualização mais intuitiva, independentemente da escala anexa. Nesta figura, apresentam-se os valores de deslocamentos totais no coroamento da secção inicial (0,3,0). Estes têm os seguintes valores aproximados: na fase 2 de 0.0099 m; na fase 4 de 0.0154 m; na fase 6 de 0.0166 m. Estes aparecem de forma impercetível, mas mantiveram-se na ilustração para uma identificação mais intuitiva do ponto em análise.

Relativamente a este acréscimo de deslocamento, nesta zona em particular, verifica-se que este ocorre para a zona contida entre as secções 1 m e 2 m. A explicação para este movimento deixa a crer que o efeito de arco numa secção tão inicial não ocorre com facilidade, o que acaba por gerar uma “bolsa” de dimensões reduzidas numa zona muito localizada. Este efeito não ocorre no restante modelo, até porque a coesão tem um valor de 50 kPa. O K_0 também tem influência, já que não é exercida uma tensão horizontal de forma a gerar um efeito de arco horizontal elevado o suficiente para comprimir essa zona em cedência.

Vai-se proceder, em seguida, a uma análise um pouco mais detalhada dos deslocamentos totais no coroamento do túnel. Para isso, representa-se na Fig. 3.9, um gráfico dos mesmos.

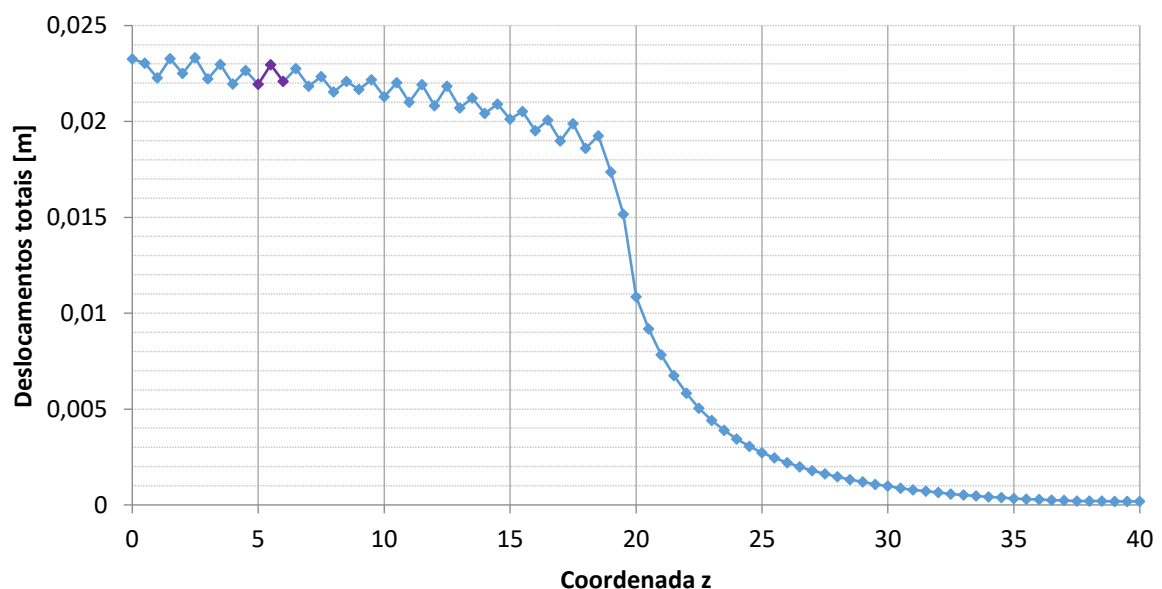


Fig. 3.9 - Deslocamentos totais [m], no coroamento do túnel na fase final de cálculo.

Para a análise verificada, no gráfico anterior, os pontos em análise estão afastados de 0.5 m. Observa-se também, que a forma da curva de deslocamentos, apesar de estes serem totais, se assemelha à curva de deslocamentos radiais, da Fig. 2.12. Isto porque, como não podia deixar de ser, os deslocamentos no coroamento são praticamente verticais. Os deslocamentos radiais, da figura referenciada, correspondem aos deslocamentos verticais, uma vez que estão sobre o eixo do túnel, num plano longitudinal vertical.

Os deslocamentos são praticamente nulos adiante da frente de escavação, neste caso a secção final, para uma distância significativamente reduzida, e de forma muito brusca. Isto era expectável, uma vez que estamos na coordenada y correspondente ao coroamento do túnel, e pelo que foi analisado sobre os deslocamentos longitudinais (z), e verticais (y), na Fig. 2.12. Ou seja, ambos têm uma componente considerável próximo da frente de escavação, contudo, já que se analisa o coroamento, e não à superfície, a zona de influência não é grande.

No gráfico, nota-se além disso, uma porção destacada. Esta, corresponde ao desenvolvimento longitudinal compreendido entre as secções 5 e 6. Vai ser analisada em mais detalhe na Fig. 3.10. Esta foi tida em consideração, uma vez que se trata de uma zona em que os deslocamentos já se estabilizaram. O desenvolvimento entre as duas secções foi analisado em 15 pontos igualmente afastados.

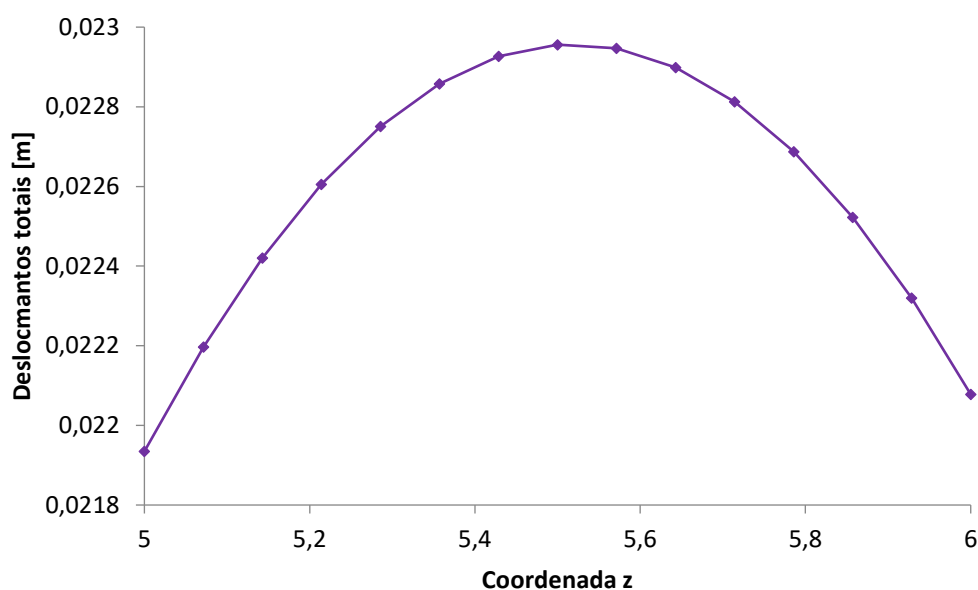


Fig. 3.10 - Deslocamentos totais [m], entre as secções 5 e 6, no coroamento, na fase final.

É, assim, possível verificar, que o deslocamento é máximo na zona central. Isto acontece porque a secção mais central não se apoia nem no suporte, nem no solo ainda por escavar. Esta variação vai sendo cada vez menos perceptível, à medida que se analisar uma zona mais afastada, por exemplo em y, do eixo do túnel, como se compreende pelo que foi analisado no capítulo 2.

Analisando agora, os elementos em cedência, verifica-se grande plastificação em redor do túnel, como seria de esperar, já que se trata de um solo (Fig. 3.11). Apercebe-se, ainda, uma plastificação em vários elementos à superfície, mas devido a muito baixas trações. De referir que a resistência à tração foi considerada 0.

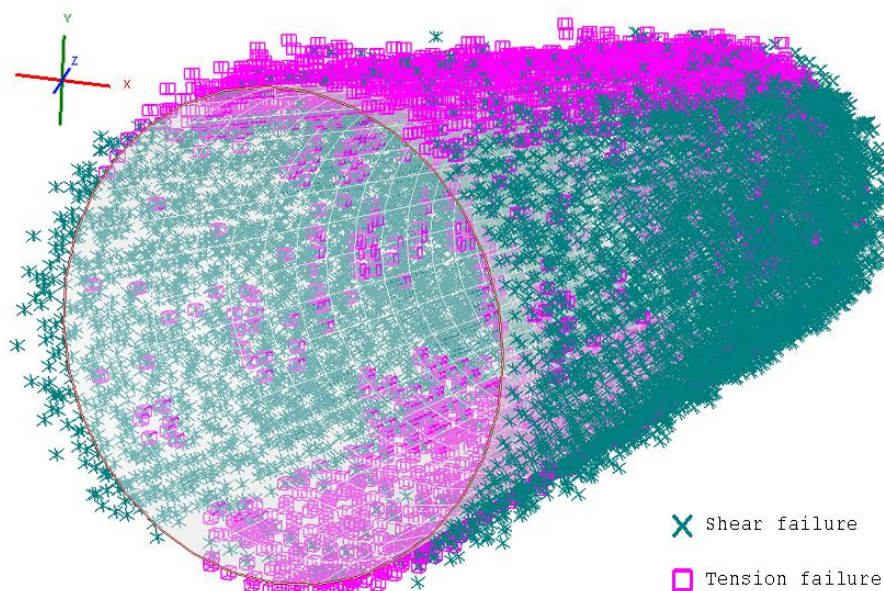


Fig. 3.11 - Elementos em cedência na envolvente da escavação.

Como a figura mostra, a rotura ocorre em torno de toda a secção escavada. Porém, no coroamento e na soleira do túnel, ocorre maioritariamente uma relaxação e a tensão normal anula-se, enquanto que, nos hasteais, a rotura ocorre por corte.

A Fig. 3.12 representa a influência, em termos de deslocamentos totais, em relação a uma fase genérica. Neste caso, foi considerada a fase 28, como fase de referência. Relembra-se, pelo que foi dito em 3.2.2, que esta fase corresponde à escavação até à secção 14 m. Tomando então esta como referência, compara-se a zona de influência, num plano vertical longitudinal contendo o eixo do túnel, para 3 fases consecutivas de escavação (fase 30, 32 e 34).

Refere-se, todavia, que o limite mais exterior das zonas de influência representadas, corresponde a 1 mm. Tomou-se este valor como referência, apenas para uma visualização mais intuitiva, uma vez que valores muito baixos, não iam tornar esta visualização tão perceptível, já que atingiriam os limites do modelo. Na última fase ilustrada, já se constata que a zona de influência chega ao limite do modelo, por isso é que se verifica um limite horizontal nessa zona de influência.

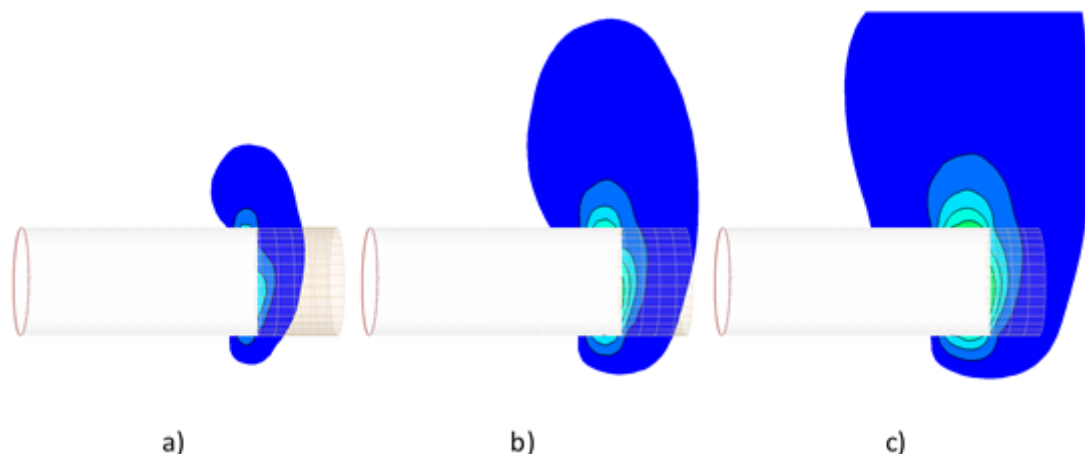


Fig. 3.12 – Evolução da área de influência de deslocamentos totais superiores a 1 mm, em relação à fase 28: a) 30; b) 32; c) 34.

3.4. MODELO 2D

3.4.1. TÉCNICAS DE SIMULAÇÃO 3D

Nesta fase vai-se proceder à determinação da relação entre um modelo 3D, referido em 3.3.2, e um modelo 2D. Para isso, recorreu-se ao programa RS², também da Rocscience. O funcionamento, em particular no processo de modelação, é semelhante, o que permite uma relação com menos variáveis associadas.

O programa referido permite simular o efeito tridimensional de uma escavação, de duas formas distintas: “Load Split” e “Core Replacement Technique”. Estas vão ser descritas em seguida.

3.4.1.1. Load Split

Esta técnica corresponde a um faseamento da aplicação do campo de tensões induzido, em contrapartida à sua aplicação na totalidade na fase inicial. Sendo assim, este método permite, por exemplo, simular o atraso da instalação do suporte, em relação à frente de escavação. Desde já se refere que a parcela de tensões considerada não é aplicada a elementos de suporte, já que o carregamento neste elementos é função da deformação da malha de elementos finitos (Rocscience, 2017 a).

Desta forma, um modelo, necessariamente faseado, permite a divisão em diversas parcelas do campo de tensões, sendo que a última parcela de tensões, associa também a escavação e a colocação do suporte.

Admitindo, por exemplo, 30% das tensões numa fase inicial, o “Split Factor” para essa fase será de 0.3, que aqui vai ser denominado por “Fator de carga”, com abreviação FC.

O RS² permite aplicar esta metodologia ao modelo completo, ou aos diferentes materiais individualmente. A aplicação de fatores de carga aos diferentes materiais de forma independente é designada, neste software, por “Custom Load Split”.

3.4.1.2. Core Replacement Technique

A “Core Replacement Technique”, doravante denominado CRT, corresponde a um amolecimento da zona a escavar. Isto significa, que se procede a um faseamento de reduções de rigidez da zona a escavar, ou seja, do módulo de deformabilidade, E . Isto permite simular o afastamento da frente de escavação, o que vai resultar numa deformação progressiva da escavação (Rocscience, 2017 b).

O CRT pode, por exemplo, ser utilizado para a determinação do suporte de um túnel. Sendo que para isso recorrem-se a 3 passos.

No primeiro passo é necessário saber qual a deformação das paredes do túnel antes da colocação do suporte. Esta deformação pode ser achada através da observação em campo, através de uma modelação, com recurso a elementos finitos, 3D ou axissimétrica, ou usando relações empíricas (Rocscience, 2017 b). Com algumas relações empíricas, o CRT pode já neste passo ser utilizado.

Em seguida, utiliza-se a técnica em causa, pela segunda vez, no caso de este ser usado no primeiro passo, para a determinação da sequência final do CRT. No modelo, após essa sequência, é colocada uma fase final, na qual se procede à escavação e colocação do suporte, em simultâneo.

Na fase final, verifica-se a estabilidade do túnel e os requisitos de projeto. Caso não se verifiquem, altera-se o suporte no segundo passo e volta-se a verificar o modelo (Rocscience, 2017 b).

Esta técnica de simulação do efeito tridimensional, tem uma correspondência maior com a realidade, do que aplicando a técnica “Load Split” (Rocscience, 2017 b)

3.4.1.3. Solução adotada

Na simulação do efeito 3D, foi assumido, de certa forma, uma solução que enquadra as soluções descritas. Foram considerados fatores de carga, pelo método de “Load Split”, e admitiu-se uma redução de E , para um valor de 50 kPa. Não foi considerado um valor nulo, para não tornar o cálculo mais exigente desnecessariamente, já que o valor admitido é um valor muito reduzido. Os fatores de carga foram somente aplicados à secção escavada. A opção de redução de E , na mesma secção, foi motivada pela elevada rigidez que não permitia que o solo praticamente se deslocasse, mesmo com fatores de carga baixos.

A decisão de admitir um FC apenas à zona escavada, prende-se com o facto de tornar a solução mais realista. E por este motivo é que foi dito que esta solução “enquadra” as duas técnicas que o RS² sugere, porque atua-se apenas na zona escavada, além de existir a redução de E .

3.4.2. MODELO

A modelação procedeu-se de forma a que se tornar o mais semelhante possível ao modelo original 3D. As características de todos os materiais, incluindo o suporte, são as mesmas.

A geometria, as restrições e a malha de elementos finitos apresenta-se na Fig. 3.13.

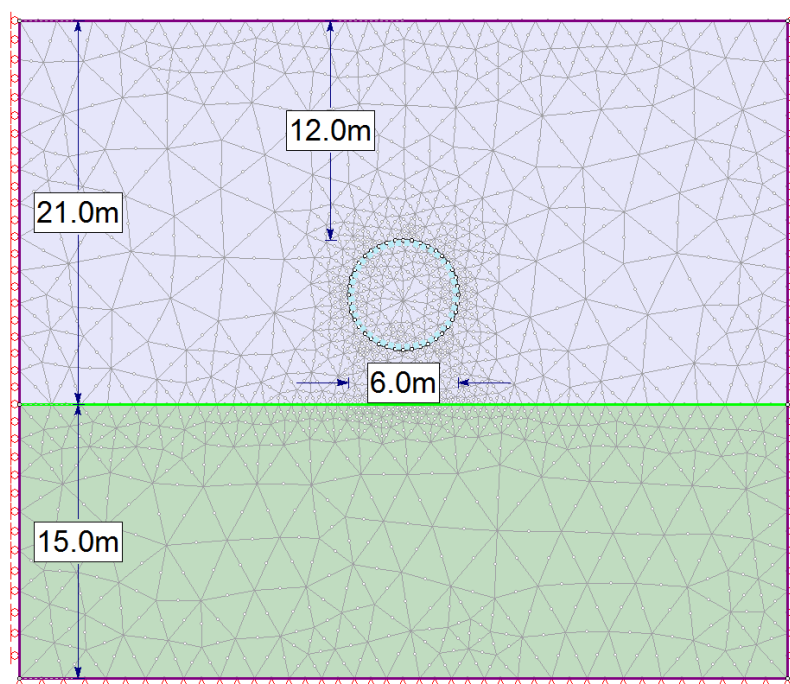


Fig. 3.13 - Geometria, condições fronteira e malha de elementos finitos do modelo 2D.

Pela figura anterior identifica-se um modelo geometricamente igual à secção transversal do modelo 3D. As restrições são, de igual forma, as mesmas. Isto significa que o topo do modelo é livre de se mover, as arestas laterais estão impedidas de se moverem na direcção horizontal, x , e a base do modelo está impedido de se mover nas duas direcções, x e y . Relativamente à malha de elementos finitos, foi admitida uma que se assemelhasse à malha presente na secção transversal inicial do modelo tridimensional. Este foi um processo iterativo, no qual resultaram 2781 nós e 1348 elementos finitos. Os elementos, por sua vez, são triângulos de 6 nós, já que estes correspondem a uma face do tetraedro de 10 nós, tal como se viu na Fig. 3.3.

A Fig. 3.13, corresponde à fase 1 do modelo, sendo que este é constituído por 4 fases. Nesta, é apenas estabelecido o estado de tensão inicial. As restantes fases encontram-se na Fig. 3.14.

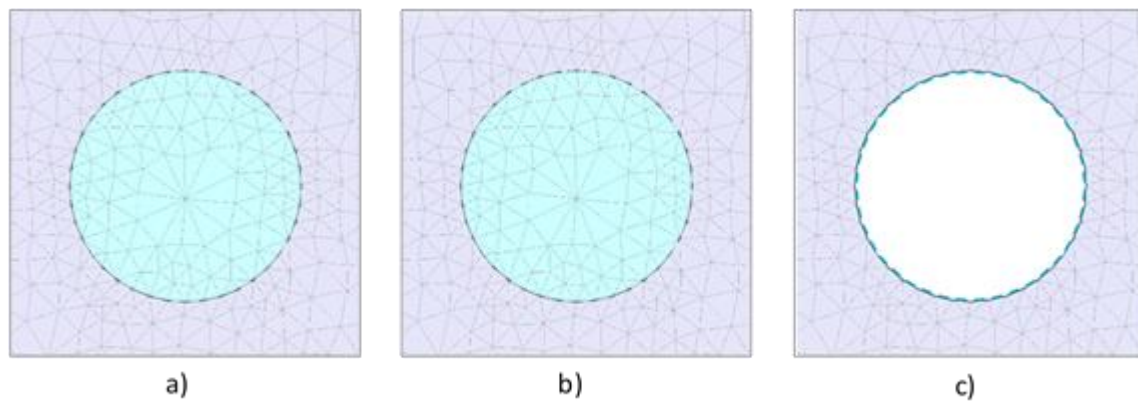


Fig. 3.14 - Fases do modelo 2D: a) 2; b) 3; c) 4.

A fase 2 corresponde a uma substituição do solo que vai ser escavado, a fase 3 à aplicação do “Load Split”, ou seja, a um determinado fator de carga. A fase final, 4, corresponde à escavação e colocação do suporte. A fase 3 torna-se necessária para uma transição mais subtil no cálculo. Tal como referido em 3.4.1.3, o solo escavado das fases 2 e 3, em nada altera do “solo residual” presente, com exceção de E, que em vez de 50 MPa, tem o valor de 50 kPa.

3.4.3. DETERMINAÇÃO DO “FATOR DE CARGA”

Depois de completamente definido o modelo, foi-se, de forma iterativa, determinar o fator de carga que permitia um ajuste, considerado de boa qualidade, com a solução 3D. Os valores que se consideraram relevantes para este ajuste correspondem ao deslocamento vertical, y , sobre o eixo do túnel, à superfície e no coroamento. Pela Fig. 3.9 constata-se que os deslocamentos no coroamento se estabilizaram até cerca de 3 m do início da escavação. Por este motivo vão ser considerados os deslocamentos nesta secção, para existir um afastamento da condição fronteira do modelo, de forma a evitar condicionamentos de restrições. Nessa secção, os deslocamentos têm o valor de 10.40 mm e 22.21 mm, à superfície e no coroamento, respetivamente. Nesta análise vão ser considerados os valores absolutos, já que em todos os casos se tratam de valores negativos, uma vez que correspondem a deslocamentos descendentes, logo no sentido negativo do eixo y .

Inicialmente, considerou-se um FC igual a 0.5, e mediante o desvio em relação à solução do RS³, foram admitidos valores para as seguintes iterações. O gráfico da Fig. 3.15 relaciona o FC com o desvio em relação à solução 3D, Δ [%].

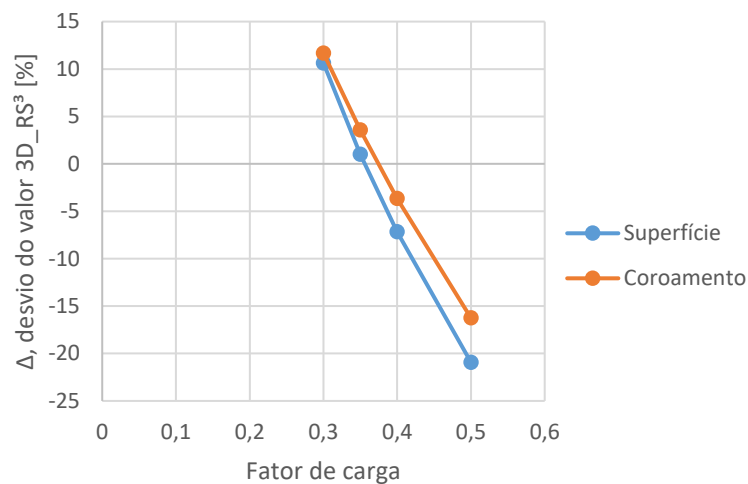


Fig. 3.15 – Desvio relativamente à solução 3D, para diversos fatores de carga, FC.

Como é possível verificar pelo gráfico, tanto para o deslocamento y à superfície, como para o coroamento, o FC=0.35, é o que apresenta a melhor correlação. A solução à superfície e no coroamento têm aproximadamente um desvio de +1% e +4%, respetivamente. Vai ser dada uma importância superior aos deslocamentos à superfície, que até se verifica melhor correspondida. Nota-se ainda, uma relação boa entre os dois pontos em análise para os diferentes FC.

3.4.4. RESULTADOS OBTIDOS

Neste momento, vão ser destacados alguns resultados que se considerem relevantes para a solução que melhor exemplifica o modelo 3D, a solução que admite $FC=0.35$.

Já à partida, apresentam-se os valores para o critério de ajuste de solução – deslocamentos na direção y (Fig. 3.16). De referir que o “Estrato rígido” não foi incluído na figura.

Nesta figura, mostram-se os valores indicados, relativos à análise anterior. Como se compreende os dois pontos têm coordenadas (0;3) e (0;15), que corresponde ao coroamento e à superfície sobre o eixo do túnel, respetivamente.

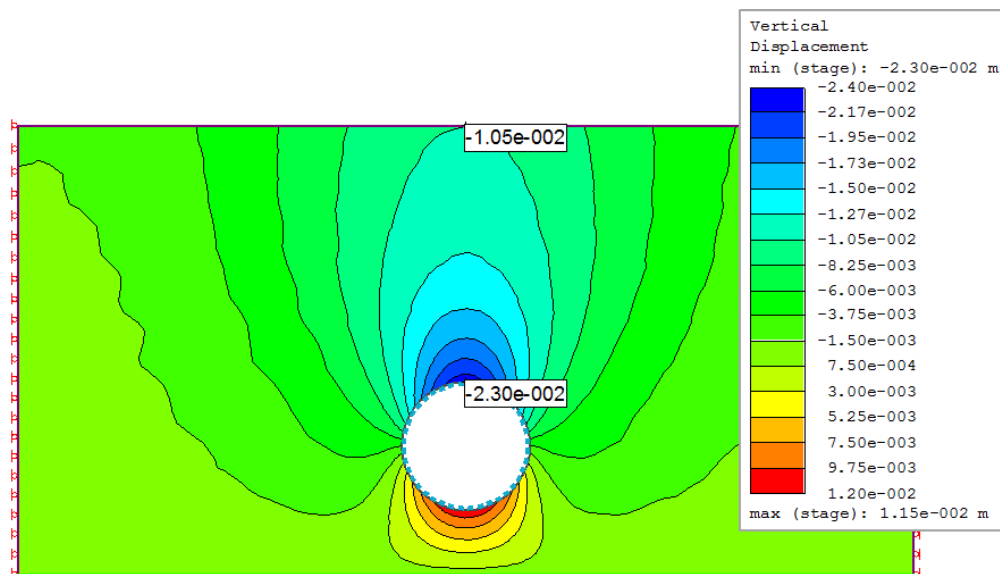
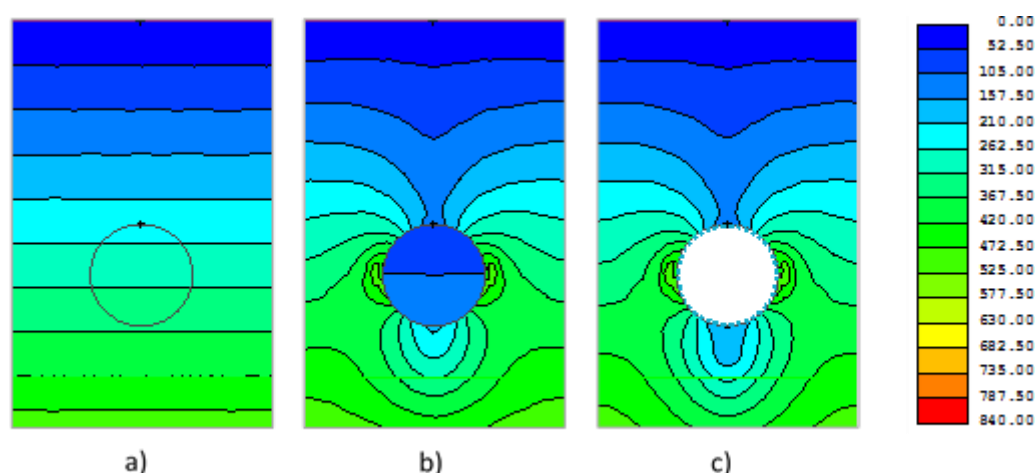


Fig. 3.16 - Deslocamentos verticais [m] na fase final de cálculo.

Em seguida, denotam-se as variações de σ'_1 , para as fases do modelo, com exceção da fase 1. Esta fase não vai ser representada porque, tal como já referido, o estado de tensão é o mesmo da fase 2, foram, contudo, as duas modeladas, para uma transição mais simples, relativamente ao processo de cálculo (Fig. 3.17). Tal como na figura anterior, também nesta se vai apresentar apenas parte da figura original, já que o interesse é visualizar o efeito que este processo de modelação origina.

Fig. 3.17 - Evolução de σ'_1 [kPa] para as fases: a) 2; b) 3; c) 4.

Como seria de esperar, a fase 3, que corresponde a um $FC = 0.35$, apresenta uma brusca redução de tensão na zona a escavar.

Na Fig. 3.18 é analisado o denominado “Strength Factor”, que corresponde à relação entre a resistência do solo, definida pelo critério de rotura, pela resistência induzida. Uma vez que se está perante um modelo elasto-plástico perfeito, este parâmetro não pode assumir valores inferiores a 1, o que não aconteceria com um material com comportamento elástico.

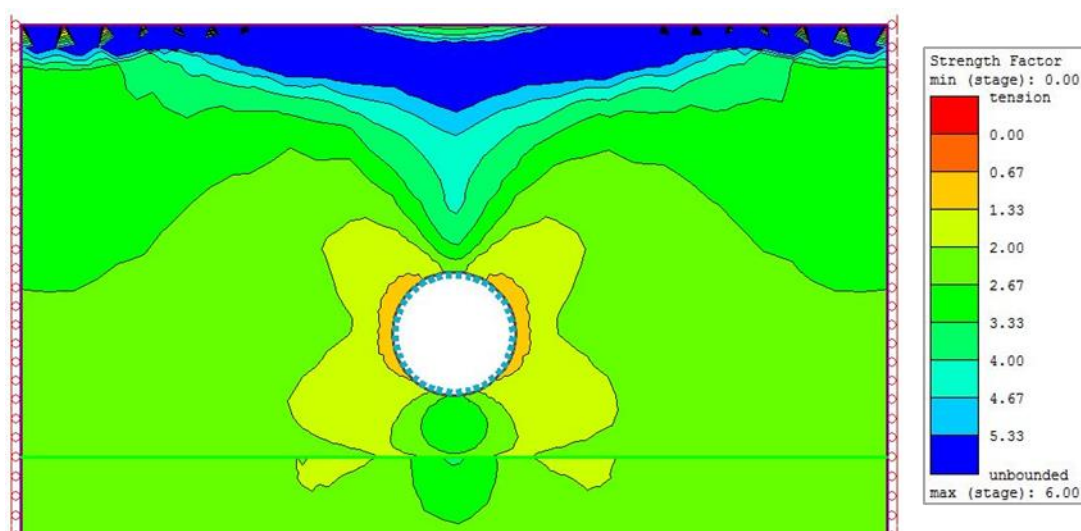


Fig. 3.18 - Strength Factor.

Constata-se um valor baixo de *strength factor* na envolvente da escavação. Relacionando com os elementos em cedência do modelo 3D (Fig. 3.11), confirma-se que a rotura por corte ocorre apenas nos hasteais do túnel. É salientada uma faixa com valor deste parâmetro elevada, que corresponde a uma relaxação. Todavia, existe uma concentração sobre o túnel, à superfície, devido à componente horizontal de deslocamentos na direção da escavação.

A Fig. 3.19 ilustra as extensões volumétricas totais e plásticas. Relativamente às plásticas, foram identificadas apenas que correspondem a rotura, eliminando o intervalo superior, desprezável, de cor vermelha. Nos dois casos não foi considerado o estrato rígido, uma vez que as extensões são desprezáveis.

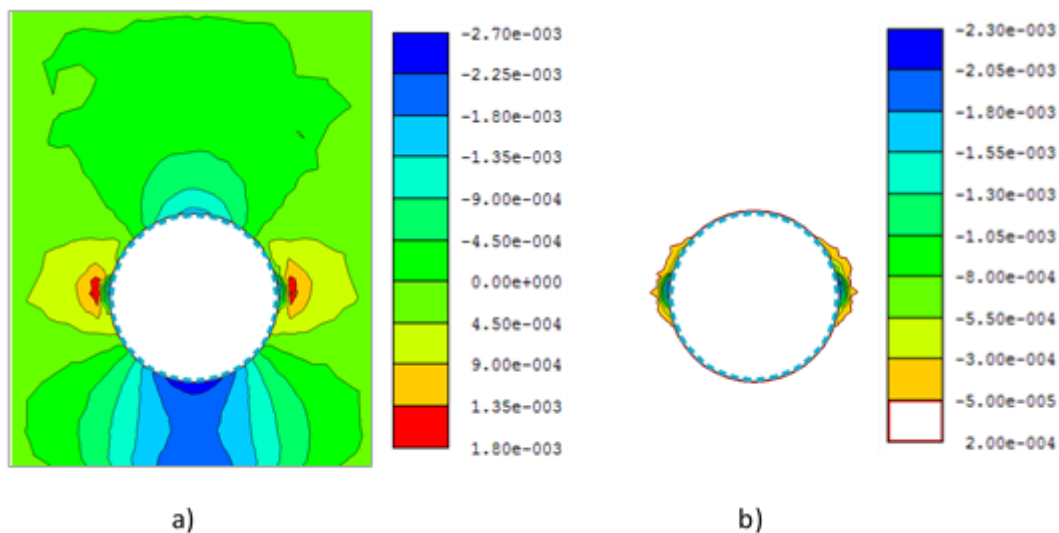


Fig. 3.19 - Extensões volumétricas: a) totais; b) plásticas.

As extensões totais são positivas na zona dos hasteais, uma vez que ocorre uma concentração de tensões. Ao contrário, extensões negativas verificam-se na zona de coroamento e soleira do túnel devido ao relaxamento causado pela escavação. Porém, existe uma pequena mancha encostada à interface da escavação na zona dos hasteais com extensões negativas. Estas correspondem às extensões plásticas que caracterizam a zona em cedência por corte.

3.5. COMPARAÇÃO DE SOLUÇÕES

Neste ponto vão ser feitas algumas comparações entre a solução bidimensional e tridimensional. Sendo que foi efetuada uma relação entre os deslocamentos verticais no ponto sobre o eixo do túnel à superfície e no coroamento, vai ser estudada a variação de alguns deslocamentos.

Começa-se na Fig. 3.20, por analisar os deslocamentos verticais ao longo de toda a superfície.

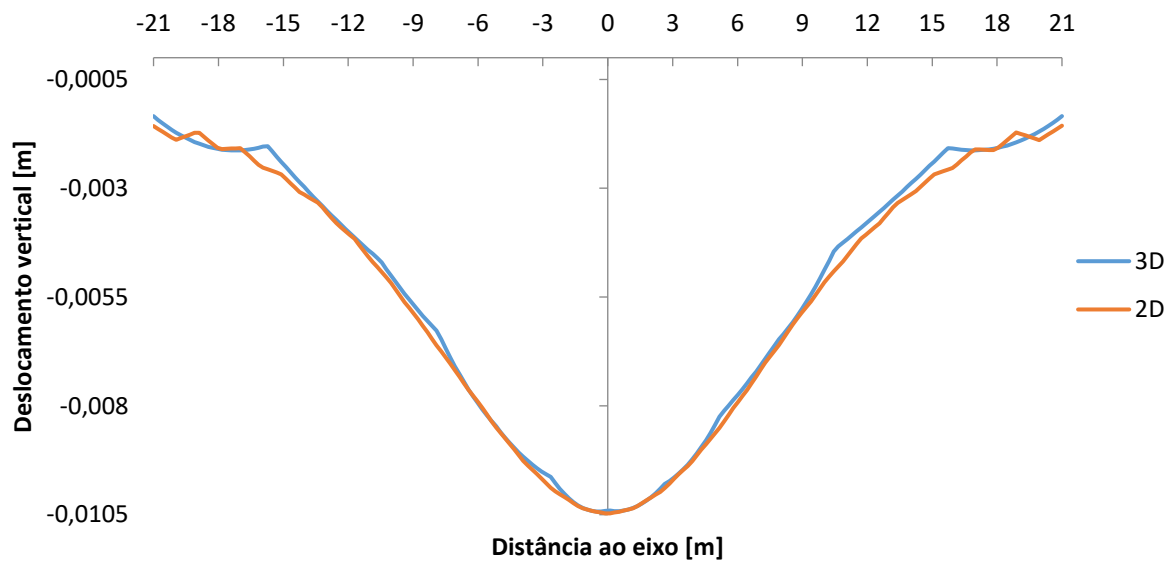


Fig. 3.20 - Assentamentos [m], à superfície.

Observa-se uma boa correlação ao longo de toda a superfície. Relembra-se que a malha de elementos finitos é ligeiramente distinta, e que alguns desvios se devem a isso.

Avaliando, em seguida, os deslocamentos verticais sobre o eixo do túnel, desde a superfície até ao coroamento do túnel, obtém-se o gráfico seguinte (Fig. 3.21).

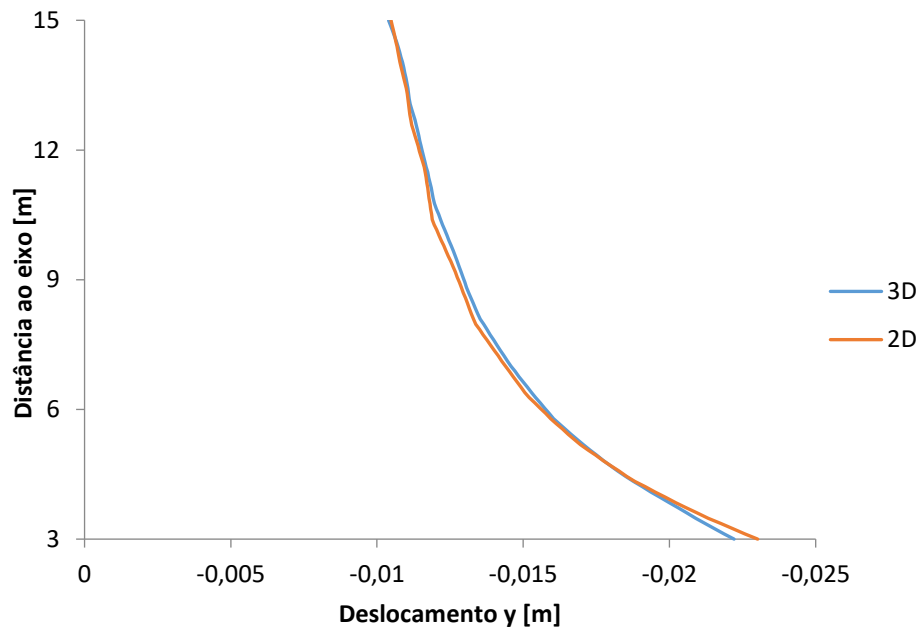


Fig. 3.21 - Deslocamento y [m], sobre o eixo do túnel para os dois modelos.

O gráfico permite observar o tipo de deslocamentos verticais em profundidade, constatando uma relação muito boa entre os dois modelos.

4

CASO DE ESTUDO FARIA GUIMARÃES – ESTUDO DE SECÇÕES TIPO

4.1. ENQUADRAMENTO

O caso de estudo corrente, relaciona-se com um projeto de grande dimensão em Portugal – o metro do Porto. Este caso vai-se incidir num dos túneis que compõem a Estação de Faria Guimarães.

O metro do Porto é considerado uma obra de grande importância, não só por ter uma dimensão considerável nos dias de hoje, mas porque o projeto se iniciou com um trajeto extenso, sendo que este compõe a maioria do trajeto atual.

Esta obra remonta a Dezembro de 1994, em que é lançado um concurso público a nível internacional, sendo que o projeto é adjudicado ao Agrupamento Complementar de Empresas (ACE) Normetro em Novembro de 1997. Em Março de 1999 é iniciada a construção, com o primeiro estaleiro localizado em Campanhã (Metro do Porto).

O metro do Porto é uma obra com estações tanto à superfície como enterradas. A estação em causa - Faria Guimarães - pertence à linha amarela (D), que faz a ligação entre Hospital de S. João e Santo Ovídio, e trata-se de uma estação enterrada.

Nesta estação foi inicialmente concluída a escavação com recurso a TBM (“Tunneling Boring Machine”) e, numa fase posterior, foi executado um túnel designado de “Túnel das Salas Técnicas” que intercetava o inicial.

A análise vai incidir no túnel das salas técnicas e a sua modelação 3D, para verificar a relação com a os valores verificados durante a execução. Os assentamentos à superfície vão ser o fator dominante desta análise comparativa. Um modelo tridimensional de toda a estação de Faria Guimarães apresenta-se em seguida (Fig. 4.1).

Nessa figura verifica-se a intersecção de dois túneis: túnel escavado com recurso a TBM e um túnel escavado sequencialmente. O caso que vai ser estudado é o túnel das salas técnicas que se constrói pelo segundo método enunciado. Sendo assim, a secção vai ser dividida em diversas secções parciais, e vai ser escavada sequencialmente.

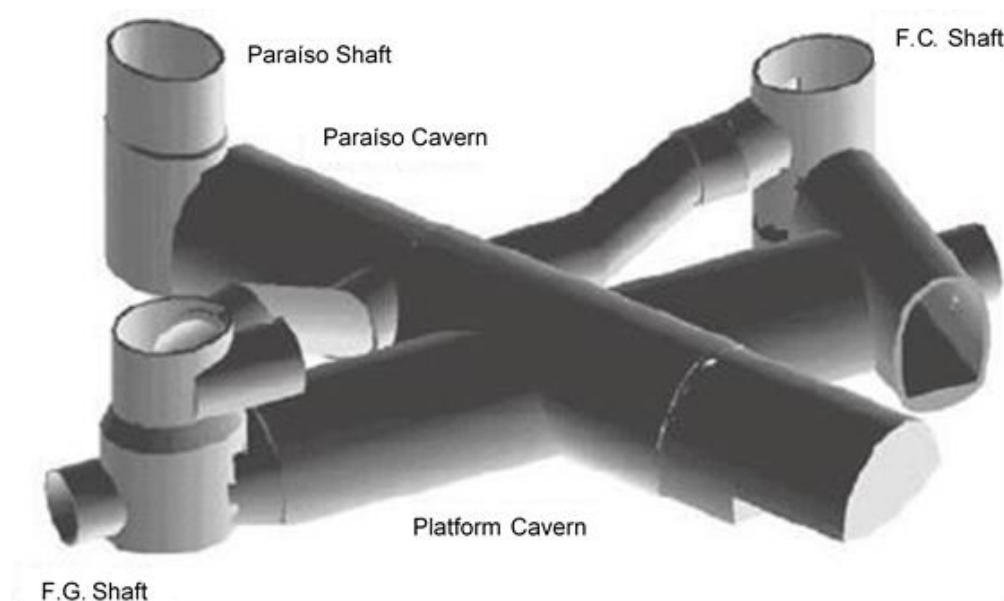


Fig. 4.1 - Modelo 3D da estação Faria Guimarães (Porto Innovation Hub, 2017).

Os poços presentes são os seguintes: Faria Guimarães (F.G.); Fonseca Cardoso (F.C.) e Paraíso. Estas denominações foram tomadas, uma vez que estes se encontram nas ruas com o mesmo nome. Os dois enunciados inicialmente permitiram a construção de todos os acessos à plataforma e o alargamento da secção transversal na plataforma de embarque. O poço do Paraíso permitiu a construção do túnel, pelo método de escavação sequencial, que intersecta o túnel anteriormente construído com recurso a tuneladora. A partir deste, foi efetuada uma escavação sequencial com diversas secções tipo, as quais vão ser analisadas em detalhe em 4.2, para permitir a criação de espaços para salas técnicas, e para uma intersecção com a plataforma. Atente-se, ainda, às macro dimensões desta estação. Trata-se de uma estrutura imponente que, como se verá mais tarde, se localiza a uma profundidade muito reduzida.

Este caso em análise vai ter em conta uma observação mais detalhada de uma secção (A) do túnel das salas técnicas. Além disso, e por motivos enunciados mais tarde, vai ser também analisada, brevemente, uma segunda secção (B). No final serão comparados os resultados, que se considerem pertinentes, com os resultados observados em campo durante a construção. Tal como já referido, a comparação será efetuada em relação aos assentamentos superficiais.

Por se tratar de um capítulo com uma quantidade de informação elevada, vai ser dividida a análise em 2 capítulos. Este introduzirá a situação em causa, e abordará em detalhe a secção A. O segundo apresentará a secção B de forma ligeira. Procedendo-se, em seguida, à comparação dos resultados das duas secções com os obtidos na obra. Finalmente, serão feitos alguns ajustes a esses resultados para obter uma melhor correspondência.

4.2. TÚNEL DAS SALAS TÉCNICAS

De acordo com o que foi descrito anteriormente, o túnel das salas técnicas foi compartimentado em diferentes secções tipo, ao longo do seu desenvolvimento. Apresenta-se na Fig. 4.2 uma planta desse túnel incluindo-se, além disso, a intersecção com o túnel previamente construído. Insere-se ainda, o alargamento que permite a construção da plataforma de embarque, como também dos poços de acesso.

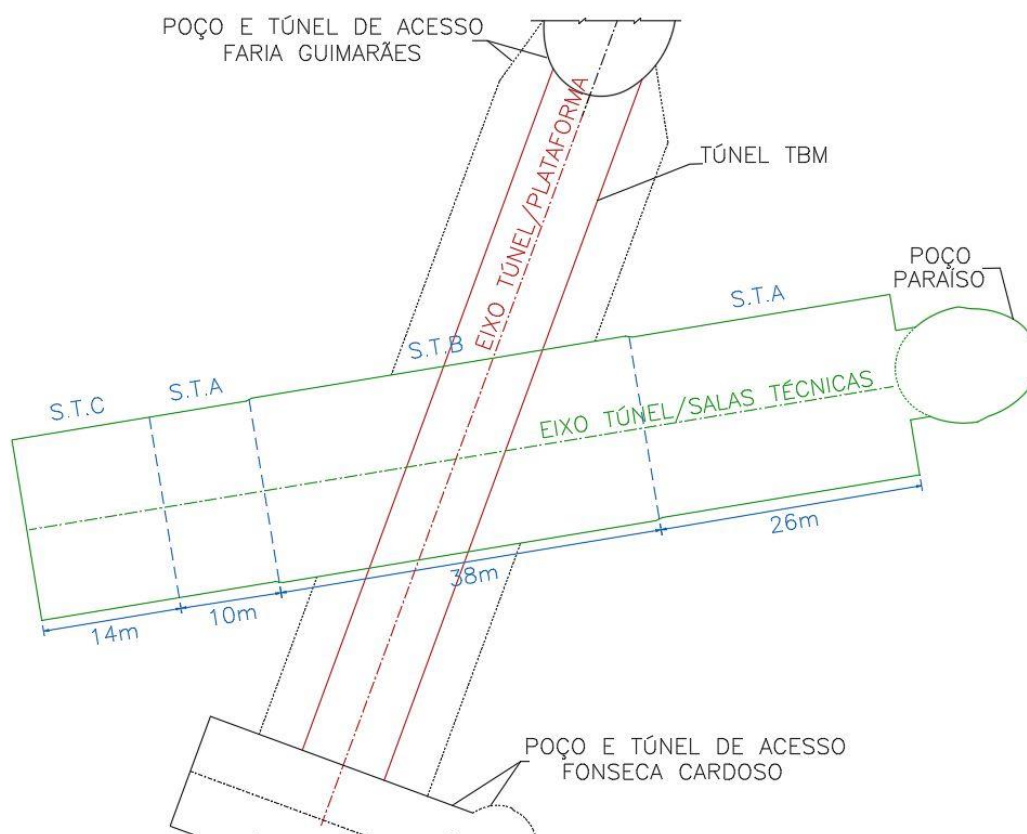


Fig. 4.2 – Representação em planta da estação Faria Guimarães.¹

Esta figura salienta a localização dos poços de acesso devidamente identificados. Tal como a figura permite mostrar, o túnel das salas técnicas é constituído por 3 secções tipo (designadas por S.T. por simplificação): A, B e C. Todavia, existe uma secção particular associada à intersecção de uma S.T. A, com o Poço do Paraíso, designada por D. Os comprimentos exibidos são aproximados, já que o que se pretende é apenas uma ideia geral do desenvolvimento. Ocorre, aliás, uma transição entre secções ao longo de 1 m de desenvolvimento. Adicionando os comprimentos descritos, obtém-se um desenvolvimento longitudinal de 88 m.

As secções tipo A, B, C e D ilustram-se na Fig. 4.3.

¹ Representação adaptada de desenho de projeto (Normetro, 2003a).

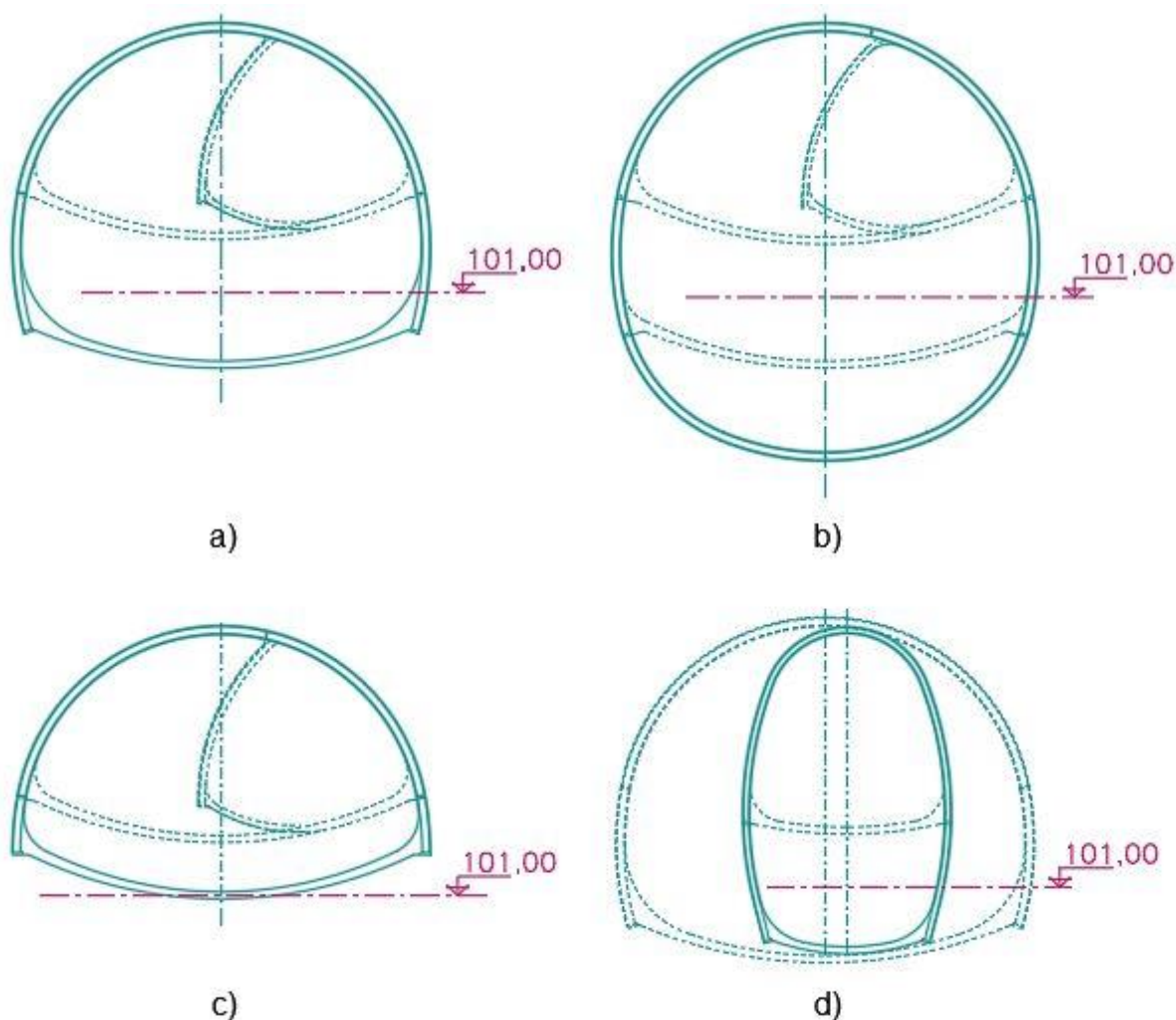


Fig. 4.3 - Secções tipo transversais do túnel Salas Técnicas: a) S.T. A; b) S.T. B; c) S.T. C; d) S.T. D.²

A linha de referência destacada com a cota 101,00 m, cota aproximada dos carris no centro da estação, permitiu a determinação da cota do coroamento, e que corresponde à cota 112,84 m. Com este valor foi possível modelar a secção à cota respetiva.

As secções acima contêm as espessuras de suporte, o que não vai ser incluído na definição de geometria. Para a escavação é considerado o limite exterior, já que o suporte é modelado por elementos de casca, sem volume, portanto. Das secções que o túnel das salas técnicas contém vão ser apenas consideradas as secções A e B. Isto porque se pretende apenas simular o início do túnel. Destaca-se que os assentamentos à superfície, obtidos *in situ*, que vão ser relacionados com os modelos gerados, correspondem a essas secções.

² Representação adaptada de desenho de projeto (Normetro, 2003b)

4.3. SECÇÃO TIPO A

4.3.1. DEFINIÇÃO DO MODELO

4.3.1.1. Geometria, materiais e suporte

Relativamente à geometria da secção escavada optou-se, inicialmente, pela S.T. A que se encontra na Fig. 4.4. A S.T. B foi incluída nessa figura, uma vez que foi a partir desta que se obteve S.T. A, e porque vai ser analisada numa fase posterior.

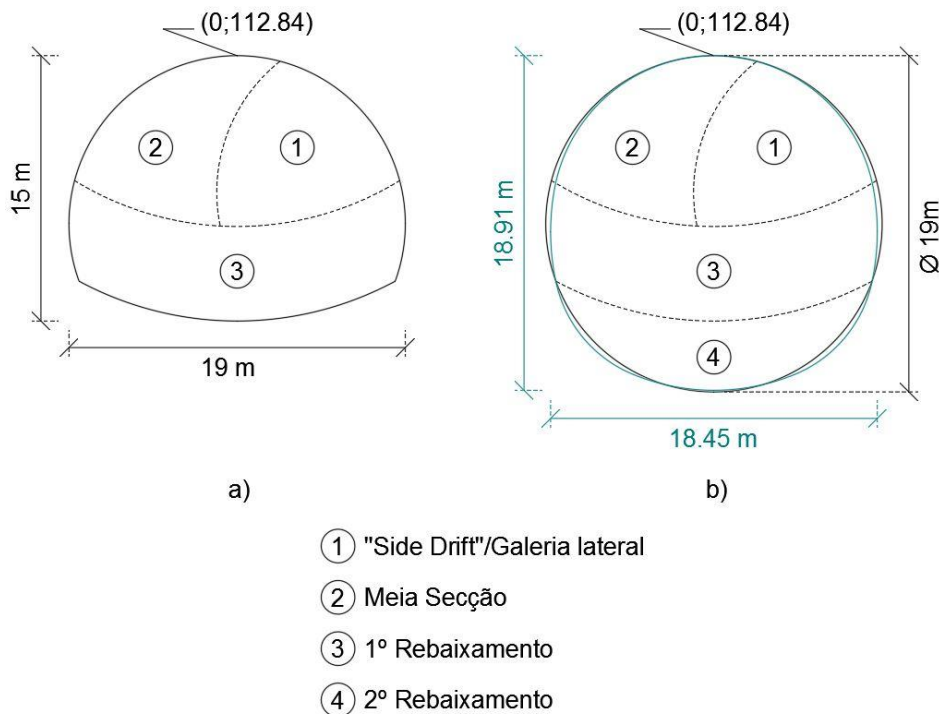


Fig. 4.4 – Secções tipo modeladas: a) S.T. A; b) S.T. B.

Salientou-se em B com a cor azul o limite da secção original. Este tipo de forma não é exatamente circular, mas aproxima-se de uma circunferência, como se repara. É uma forma complexa com diversos pontos, demasiado próximos, para possibilitar a sua definição. Este tipo de distribuição de pontos afeta a malha de elementos finitos, uma vez que cada vértice dos elementos tetraédricos, vai-se posicionar num desses pontos. Isto vai-se traduzir numa malha extremamente detalhada e exigente, até porque não se trata de um estudo plano. Como é possível verificar, a dimensão máxima vertical e horizontal da secção original é relativamente aproximada, com os valores de 18,91 m e 18,45 m, respetivamente. Para simplificação optou-se por uma secção circular, com um diâmetro de 19,00 m. A S.T. B é escavada em 4 secções parciais. Em 1, escava-se uma galeria lateral, em que correntemente se utiliza a denominação de “Side Drift”. Em seguida, no ponto 2, alarga-se a galeria, para se formar uma secção denominada de “Meia Secção”. Posteriormente, executam-se um 1º e, mais tarde, um 2º rebaixamento, identificados com os números 3 e 4, respetivamente. A secção A corresponde à secção anterior, com a exceção do 2º rebaixamento. Por este motivo a secção foi obtida a partir da secção B circular, retirando a secção parcial correspondente a 4. Resulta, então, uma dimensão máxima horizontal de 19,00 m, e uma vertical de 15,00 m. As coordenadas da linha de coroamento, foram também incluídas na visualização (0;112,84).

Relativamente às dimensões transversais do modelo, foi considerada uma distância ao eixo do túnel de cerca de 2 vezes a maior dimensão da secção escavada que, por questões de simplificação se considerou 40,00 m. A superfície do terreno, de acordo com desenhos de projeto (Normetro, 2003b), encontra-se à cota 121,50. Longitudinalmente foram, de igual forma, considerados 40,00 m acrescendo 20,00 m (cerca de 1D), o que permite a avaliação dos efeitos adiante da frente de escavação. Compreende-se como descrito em 2, que a influência da escavação se verifica além desta distância, mas uma vez que se trata de um modelo complexo, tornou-se necessário limitar esse desenvolvimento longitudinalmente.

Os materiais ou estratos presentes foram organizados de duas formas distintas, resultando por este motivo em dois modelos distintos, utilizando a mesma secção escavada. Inicialmente admitiu-se um modelo no qual se tentou reproduzir a situação real verificada (Fig. 4.5), doravante denominado M1, marcado por uma evidente assimetria geotécnica entre os dois lados do túnel, particularmente no que refere à possança do solo residual (Unidade geotécnica G5).

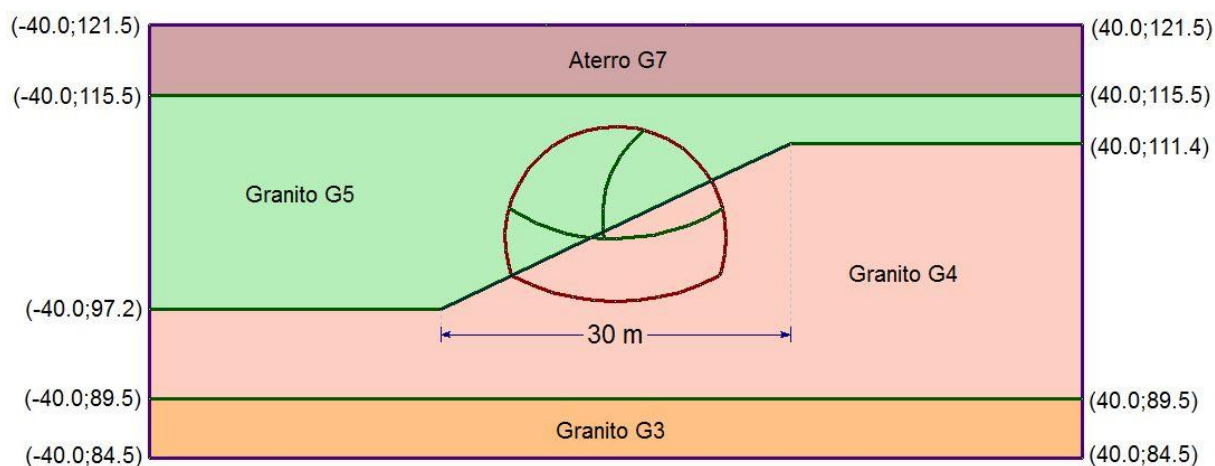


Fig. 4.5 – M1: Secção transversal do modelo 3D, com secção tipo A.

Neste caso, recorrendo a alguns documentos fornecidos, foi possível idealizar o perfil geológico. Com recurso a um relatório técnico efetuado já durante a construção (Normetro, 2004), constatou-se que a interface entre o granito G4 e G5, intersectava a escavação a cerca de meia altura do “side drift”, ou galeria lateral e que se prolongava diagonalmente até atingir aproximadamente o final do 1º rebaixamento, que na secção A, é o único rebaixamento. Sendo assim, admitiram-se os pontos exatos referidos como pontos de interface, que para a intersecção a meia altura da galeria lateral, foi considerado o ponto médio da distância vertical máxima que se verificava nesta secção parcial (em oposição ao ponto médio da altura da interface desta secção parcial com o exterior da escavação). Uma vez que, nos documentos fornecidos, não se fazia referência a esta interface para o exterior da escavação, foi admitido um prolongamento do segmento com o mesmo declive, que se verificava no interior da escavação, em 5,50 m na horizontal. Este valor foi considerado a partir da maior distância horizontal escavada que, tal como visto na Fig. 4.4, corresponde a 19,00 m. Desta forma obteve-se um valor de 30,00 m na direção horizontal. A partir desses pontos foi definido um prolongamento horizontal até à envolvente do modelo, tal como nas restantes interfaces. Para a determinação da espessura dos restantes estratos, recorreu-se à situação modelada de projeto (Normetro, 2003c). O projeto admite que a interface entre materiais é, em todos os casos, horizontal. Esta é a situação

replicada num segundo modelo, denominado M2, com as espessuras dos estratos indicadas na Fig. 4.6. Esta figura permitiu uma associação das interfaces dos restantes estratos de M1. Desta forma resultam 2 modelos distintos, para os quais vai ser estudada até certo ponto, a influência das duas organizações geológicas.

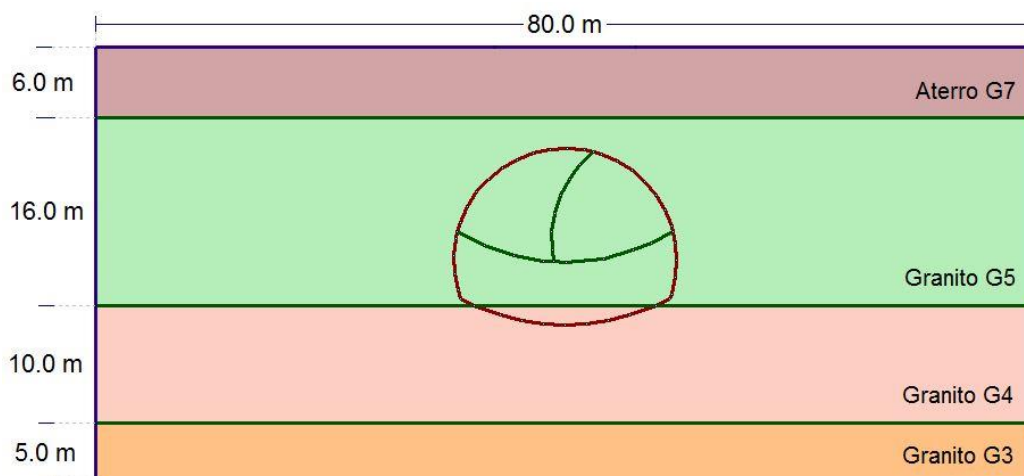


Fig. 4.6 – M2: Secção transversal do modelo 3D, com secção tipo A e considerando estratos horizontais.

Quanto às características dos materiais, foram adotados, inicialmente, os valores propostos pelo consórcio projetista (Normetro, 2003c), que se encontram no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Características dos materiais modelados.

Material	c' [kPa]	ϕ' [°]	E [MPa]	γ [kN/m ³]	ν
Aterro (G7) – 6 m	0	28	40	19	0,3
Granito (G5) – 16 m	30	35	150	20	0,3
Granito (G4) – 10 m	100	40	500	21	0,3
Granito (G3) – 5 m (valor admitido)	100	40	1.500	23	0,3

Refere-se ainda, que se adotou para os materiais um comportamento elasto-plástico perfeito, e obedecendo ao critério de rotura de Mohr-Coulomb. Quanto aos valores de K_0 foram admitidos os seguintes: G7 – $K_0=0,5$; G5 – $K_0=0,6$; G4 – $K_0=0,7$; G3 – $K_0=0,7$ (Topa Gomes, 2016b).

O suporte modelado tem diferentes espessuras, e não se aplica somente à secção de escavação final, mas também às secções parciais escavadas. As aplicações e remoções de suporte vão ser tidas conta quando se referir o faseamento do modelo. Elucida-se, desde já, a solução de suporte utilizada na Fig. 4.7, foi baseada na modelação de projeto (Normetro, 2003c).



Fig. 4.7 - Solução de suporte modelada - Secção A.

É possível verificar que é aplicada uma camada de 40 cm em toda a superfície da secção final. Aplicam-se cerca de 25 cm na parede da galeria lateral, e 30 cm na soleira, tanto da galeria, como da “meia secção”. Na modelação de projeto foram admitidos 2 valores de E para o suporte, 10 GPa e 20 GPa, para um betão projetado jovem e maduro, respetivamente. Uma vez que esta modelação iria tornar um modelo que já à partida se via ser complexo, foi admitido um valor intermédio de 15 GPa para todas as fases do modelo.

4.3.1.2. Fases do modelo

Em seguida, apresentam-se algumas fases relevantes de M1 (Fig. 4.8). Refere-se, que a sequência de escavação de M2 é idêntica, tanto relativa a escavações, como relativa a colocações e/ou remoções de suporte.

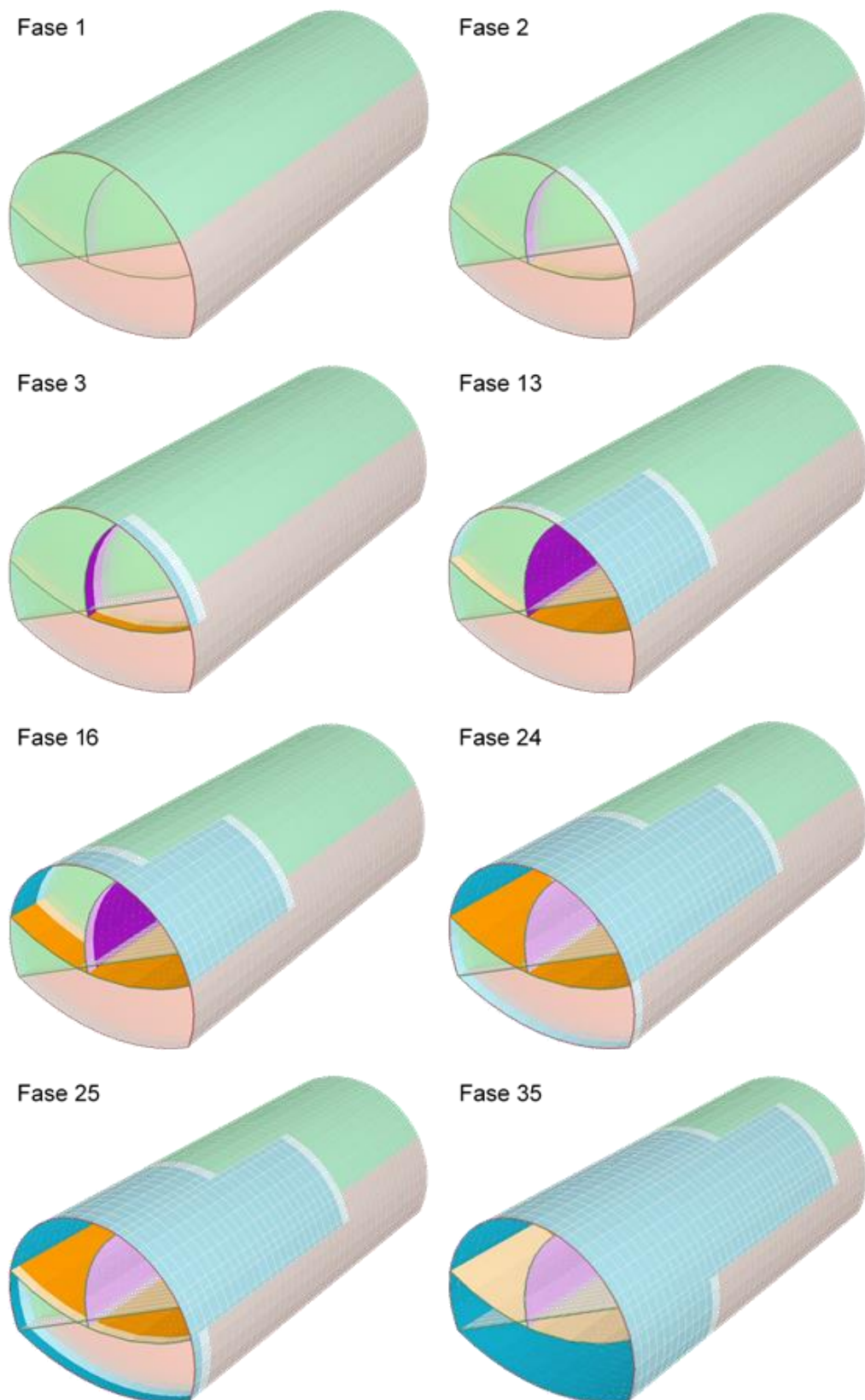


Fig. 4.8 - Fases de escavação da Secção A (M1).

Quanto à sequência de escavação, não foram fornecidos dados suficientes para conseguir replicar a situação real, e a solução de projeto corresponde a um modelo 2D. Por este motivo, foram admitidos, em todos os casos, avanços de 1 m. Além disso, considerou-se que a secção parcial seguinte iniciava a escavação na altura em que a secção parcial anterior estava a ser suportada entre os 10 e 11 m de desenvolvimento longitudinal. Isto permite garantir que existiam sempre 10 m suportados entre as secções. Desta forma, obtiveram-se um total de 64 fases, de entre as quais se enunciam, baseado na Fig. 4.8, as que mais se destacam:

Fase 1: Fase inicial sem escavação, que permite a geração do estado de tensão inicial e aplicação de carga superficial.

Fase 2: Início de escavação da galeria lateral/"side drift".

Fase 3: Novo avanço na galeria lateral, colocando, em simultâneo, suporte no primeiro metro de desenvolvimento (suporte de 25, 30 e 40cm).

Fase 13: Escavação da secção 12m e colocação de suporte na secção a 11 m na galeria, e escavação de 1 m da secção parcial seguinte ("meia secção").

Fase 16: Início de demolição da parede de suporte de 25 cm, uma vez que esta tem um atraso de 2 m em relação à frente de escavação da "meia secção".

Fase 24: Início da escavação do rebaixamento.

Fase 25: Escavação da secção 2 m do rebaixamento; colocação de suporte de 40 cm até secção 1 m, com remoção, em simultâneo, do suporte de 30 cm da galeria e da "meia secção" nesse desenvolvimento (até 1 m).

Fase 35 (fase genérica): Galeria lateral – Escavação secção 34 m; colocação suporte secção 33 m. "Meia secção" – Escavação secção 23 m; colocação suporte 22 m, e remoção suporte 25 cm na secção 20 m. Rebaixamento – Escavação da secção 12 m; colocação de suporte de 40 cm até secção 11 m, com remoção, em simultâneo, do suporte de 30 cm da galeria e da "meia secção" nesse desenvolvimento até 11 m.

Atente-se que as fases descritas atrás, com exceção da fase 35, foram apenas descritas mediante o que se inicia na fase respetiva.

4.3.1.3. Condições de fronteira do modelo

Quanto às restrições do modelo, foram consideradas as que se encontram na Fig. 4.9. Como se verifica, na face vertical posterior, foi colocada uma restrição em XYZ, uma vez que, como essa face está a uma distância relativamente próxima do final da escavação (cerca de 1D), existiam alguns erros de cálculo na aresta dessa face que interseta a superfície, no caso de ser tida em consideração uma restrição somente em z. Esta distância, de cerca de 1D, não foi aumentada, uma vez que resultaria numa exigência adicional num modelo, já à partida, complexo. Compreende-se, contudo, que foram introduzidas algumas condicionantes ao modelo.

Além das restrições, acresce-se uma carga de 50 kN/m², que se relaciona com o peso dos edifícios à superfície. Esta carga à superfície foi aplicada a uma distância de 6m do eixo do túnel. Sendo assim, existe uma faixa de 12 m, centrada sobre o eixo do túnel, que não são carregados. Isto acontece, uma vez que o túnel está centrado em relação à rua do Paraíso, o que significa que os 12 m não carregados correspondem à largura da faixa de rodagem (Normetro, 2003c).

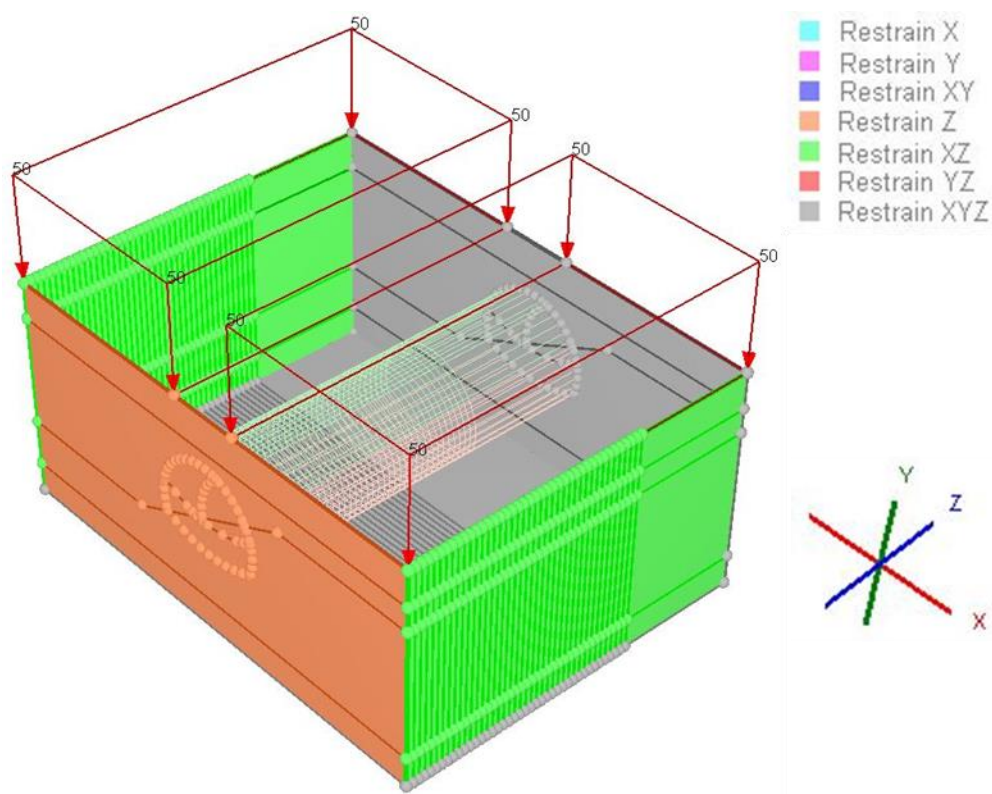


Fig. 4.9 - Restrições modelo M1 e carga à superfície de 50 kN/m².

4.3.1.4. Malha de elementos finitos

No capítulo 3 foi verificado que uma malha de elementos finitos teria uma precisão de maior qualidade quando esta apresentava elementos com 10 nós. Isto porque tornava os elementos menos rígidos, logo mais deformáveis. Neste modelo iniciou-se com essa definição, porém, uma vez que o número de arestas na fronteira escavada (ver 3.2.4) é elevado, traduz-se num número grande de elementos, o que por sua vez gera um número excessivo de nós, incompatível com o cálculo com os meios informáticos disponíveis. Com essa definição, este modelo, considerando os restantes parâmetros previamente definidos pelo RS³ inalterados, origina um cálculo extremamente exigente, para o qual são necessários vários dias para o calcular. Foram feitas algumas alterações nos restantes parâmetros definidores da malha, o que não resultou em grande melhoria na redução do número total de nós. Por este motivo, já que o número de arestas na fronteira escavada não pode ser reduzido, tiveram de ser considerados elementos com 4 nós. Ressalva-se, contudo, que os deslocamentos seriam ligeiramente superiores se se considerassem 10 nós por elemento.

Sendo assim, M1 contém 204661 elementos, e um total de 34357 nós. M2 contém 175543 elementos e 30052 nós.

Na Fig. 4.10 representa-se parte da malha de elementos finitos, vista a partir de um plano yz, sobre o eixo do túnel ($x=0$), na fase 35 (ver 4.3.1.2). Relembra-se, tal como foi dito anteriormente, que a distribuição de elementos finitos é dependente de várias condicionantes, tal como fronteiras do modelo e, fronteiras dos materiais, entre outras, sendo que talvez mais importante, e que se depara de forma muito intuitiva, é a condicionante gerada pelos avanços de escavação. Estes, como se pode ver na face superior do modelo, geram elementos de desenvolvimento longitudinal de acordo com o avanço de

escavação. Nessa face comprova-se que essa condicionante ocorre apenas até à coordenada z relativa ao final da escavação.

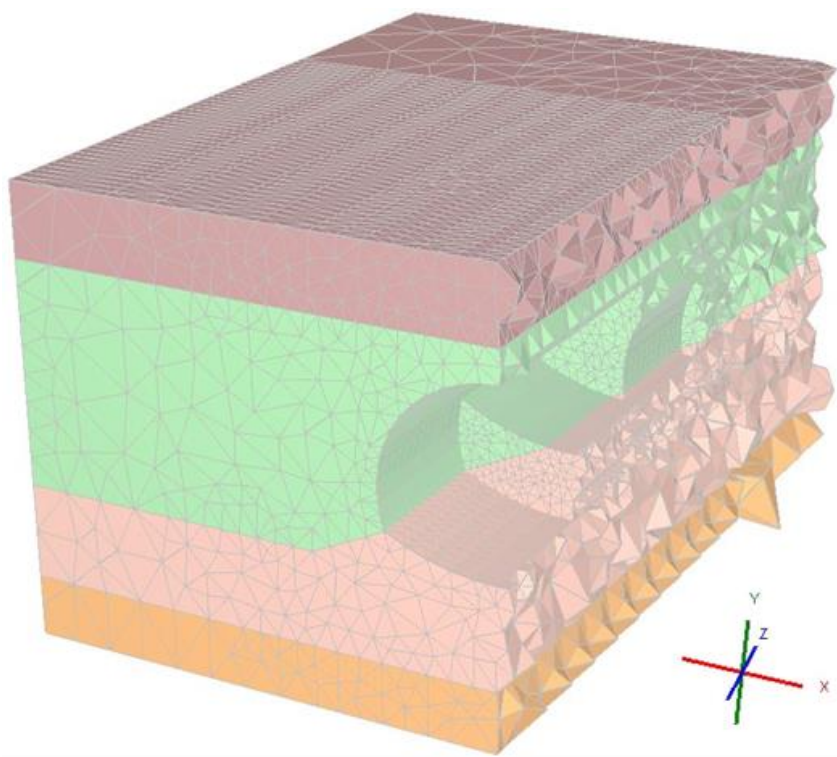


Fig. 4.10 - Malha de elementos finitos (M1), fase 35, plano yz, com x=0.

É possível identificar, apesar de não estar completamente representada, a localização da galeria lateral. Isto porque, tal como visto na Fig. 4.3, a galeria atravessa o eixo do túnel.

4.3.2. RESULTADOS FINAIS SECÇÃO A

Em seguida vai-se proceder a uma análise comparativa de resultados entre M1 e M2.

4.3.2.1. Análise do estado de tensão

A análise em tensões vai ter em conta a tensão principal máxima, σ'_1 . Na Fig. 4.11 é incluída uma representação associada apenas à escavação, em contrapartida ao modelo completo, uma vez que é nesta que existem as maiores variações do campo de tensões. Tomou-se partido de uma fase intermédia (fase 30) para permitir uma visualização da variação de tensões no interior da escavação durante a construção. Sendo assim, é possível verificar tanto na “meia secção”, como no rebaixamento, o intervalo de valores que ocorrem em relação à periferia da escavação.

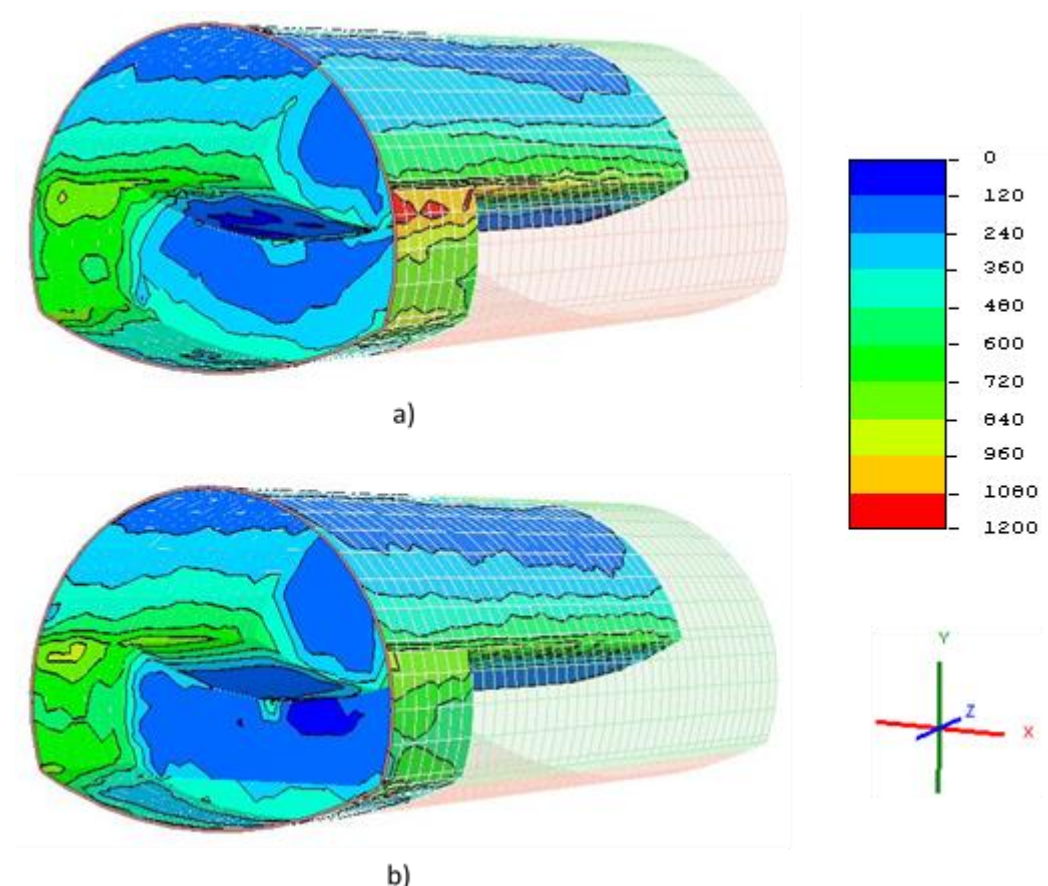


Fig. 4.11 - σ'_1 [kPa], na fase 30 dos modelos: a) M1; b) M2.

Pelo que foi dito atrás acerca da distribuição de estratos dos solos ou rochas presentes (ver 4.3.1.1), é possível compreender que já à partida existam variações entre M1 e M2. Contudo, em ambos os modelos, existe uma redução de tensão nas frentes de escavação, na zona do coroamento e nas soleiras. Em contrapartida, existem concentrações de tensões nos hasteais, com maior destaque no encontro destes, tanto com a soleira temporária, como com a definitiva (soleira do rebaixamento), devido à geometria da secção escavada.

Em M1 constata-se, como seria de esperar, uma variação de tensões, entre os hasteais, considerável. O hasteal que se encontra no solo (Granito G5), tem tensões máximas na ordem de 700-850 kPa, enquanto que o hasteal contido na rocha (Granito G4), obteve tensões, aproximadamente, superiores a 1100 kPa.

Quanto a M2, a variação entre os hasteais é muito menos perceptível, podendo-se dizer que são valores de tensões semelhantes. Todavia, não existe simetria perfeita, uma vez que a distribuição de elementos finitos não é simétrica. Além disso, e mais importante do que essa distribuição, a escavação não é efetuada de forma simétrica, em relação a um plano vertical com $x=0$.

A partir desta representação poder-se-á ficar com a perceção de que as tensões em M2, são ligeiramente superiores no hasteal respetivo à “meia secção”, em vez do respeitante ao “side drift”. Por este motivo apresenta-se na Fig. 4.12, uma representação agora na fase final de escavação de M2, com um número de contornos ligeiramente superior. Isto permite, além disso, avaliar a influência da

escavação sequencial de forma mais independente, uma vez que os estratos são simétricos relativamente ao eixo x.

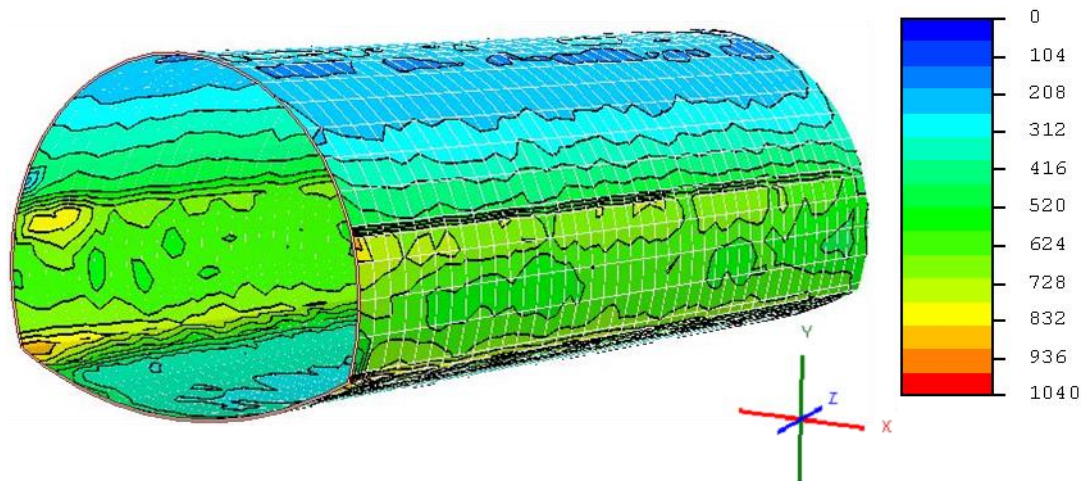


Fig. 4.12 - σ'_1 [kPa], na fase 64 (final) do modelo M2.

Neste momento, é possível demonstrar que ao longo de todo o comprimento do túnel, as tensões são ligeiramente superiores nos hasteais onde a galeria se enquadra. Averigua-se, no entanto, uma ligeira concentração de tensões no início do túnel no hasteal oposto. Isto, deve-se, em princípio a um efeito de arco ineficaz nas secções próximas da fronteira do modelo. Por esta razão é que os deslocamentos vão ser analisados, numa secção para os quais estes já estejam estabilizados, mas suficientemente afastada da fronteira do modelo, para não existirem pequenos condicionamentos. A figura mostra também uma concentração de σ'_1 ao longo de toda a faixa relativa ao rebaixamento. Note-se que a escala aqui presente altera ligeiramente relativamente à Fig. 4.11 - σ'_1 [kPa], na fase 30 dos modelos: a) M1; b) M2. Fig. 4.11, já que esta se enquadra melhor nesta representação.

4.3.2.2. Elementos em cedência

Os elementos em cedência correspondem aos elementos que entraram em cedência, mediante o critério de rotura em causa, ou sofreram uma relaxação, traduzida numa anulação de tensões. O critério de Mohr-Coulomb é o critério de rotura aqui considerado para todos os estratos.

Estes elementos encontram-se numa zona muito superficial ao longo de todo o modelo, correspondentes a uma zona de deformação por *sagging*. O tipo de cedência, nesta banda, é maioritariamente de corte e de pouca relevância, uma vez que se trata somente de uma zona muito superficial. Esta está contida na camada de aterro (G7) para o qual se admitiu uma coesão nula. Além disso verificam-se, como seria de esperar, elementos em cedência em torno do túnel. Ambas as zonas em cedência descritas são localizadas, e não levam à rotura global do maciço, denominadas desse modo por zonas de rotura local. Os elementos em cedência em torno do túnel são de maior importância, até porque, é a partir destes que a rotura pode evoluir até à superfície e originar, por sua vez, uma rotura global do maciço. Estes elementos ilustram-se na Fig. 4.13, para os dois modelos em estudo.

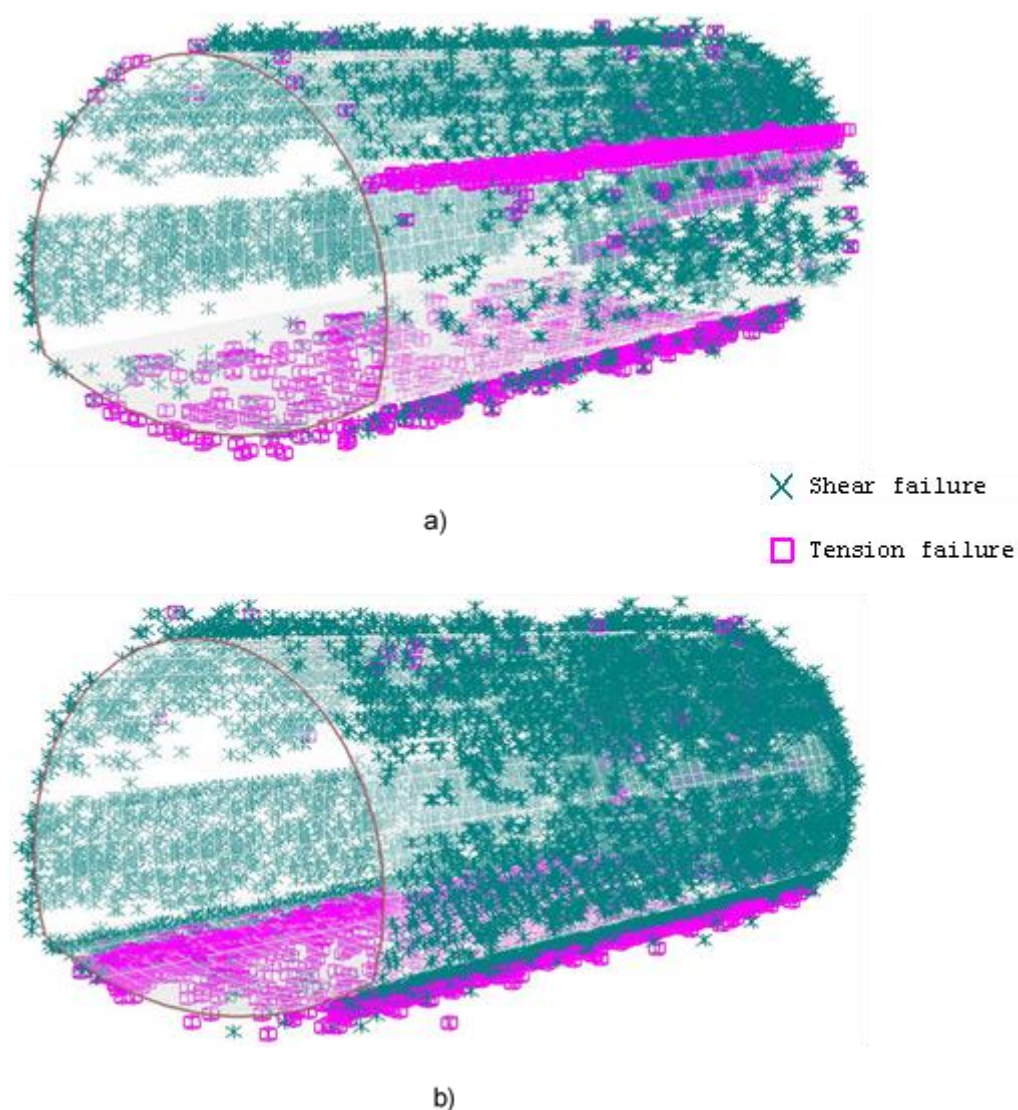


Fig. 4.13 - Elementos em cedência nos modelos: a) M1; b) M2.

O maciço M1, por ser mais competente, apresenta de uma forma global uma quantidade inferior de elementos em cedência, comparativamente a M2. Aliás verifica-se que a rotura predominante é rotura por corte. A influência de um estrato mais competente assimétrico (M1), em relação ao eixo do túnel, também é salientada nos hasteais do rebaixamento, pela redução considerável de elementos em rotura do lado em que G4 se encontra.

Isso deixa de se identificar nas proximidades de interface de G5 com G4, como também em soleiras dos túneis. O tipo de rotura nestes locais passa a ser maioritariamente rotura por tração, uma vez que a tensão principal mínima se anula. Relativamente à interface de materiais, este tipo de rotura ocorre no estrato rochoso (G4), em que rotura por corte se verifica no solo (G5). Nas soleiras dos túneis é facilmente interpretado que a rotura é devida à anulação da tensão normal. No entanto, a soleira de M2 permite compreender que rotura pela tensão normal apenas se verifica predominantemente em G4 (note-se que a soleira enquadra os 2 materiais, contendo uma pequena faixa de G5 - ver perfil geotécnico na Fig. 4.6).

A interpretação deste fenómeno, em que se verificam dois tipos de rotura distintos, em dois materiais distintos, numa proximidade elevada, vai ser estudada em seguida. Para isso, vai-se recorrer a uma fase intermédia. Esta opção foi tomada, uma vez que o estudo na fase final não engloba de forma coerente a altura em que a rotura nesses elementos ocorreu, já que estamos perante um modelo tridimensional. Inclusivamente, vai ser analisada uma secção no interior da escavação, já que esta é diretamente dependente do faseamento do modelo. Desta forma, foi admitida a fase 3 de cálculo, e vão ser examinados dois elementos tangentes à interface de G4 e G5. Recorde-se que a fase 3 corresponde ao 2º avanço de escavação na galeria lateral, ou seja a escavação encontra-se em $z = 2$ m, e o suporte na secção $z = 1$ m. A Fig. 4.14 mostra os elementos em cedência nas proximidades do túnel. Nota-se que os elementos em cedência que se encontram na galeria, correspondem a elementos adiante da frente de escavação, mas numa proximidade desta.

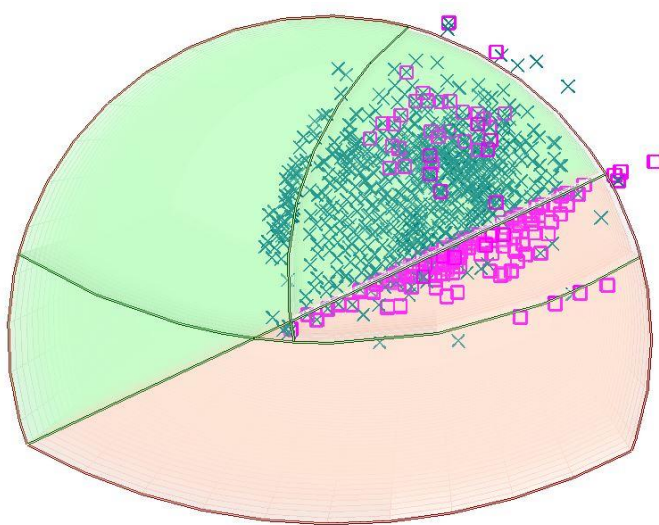
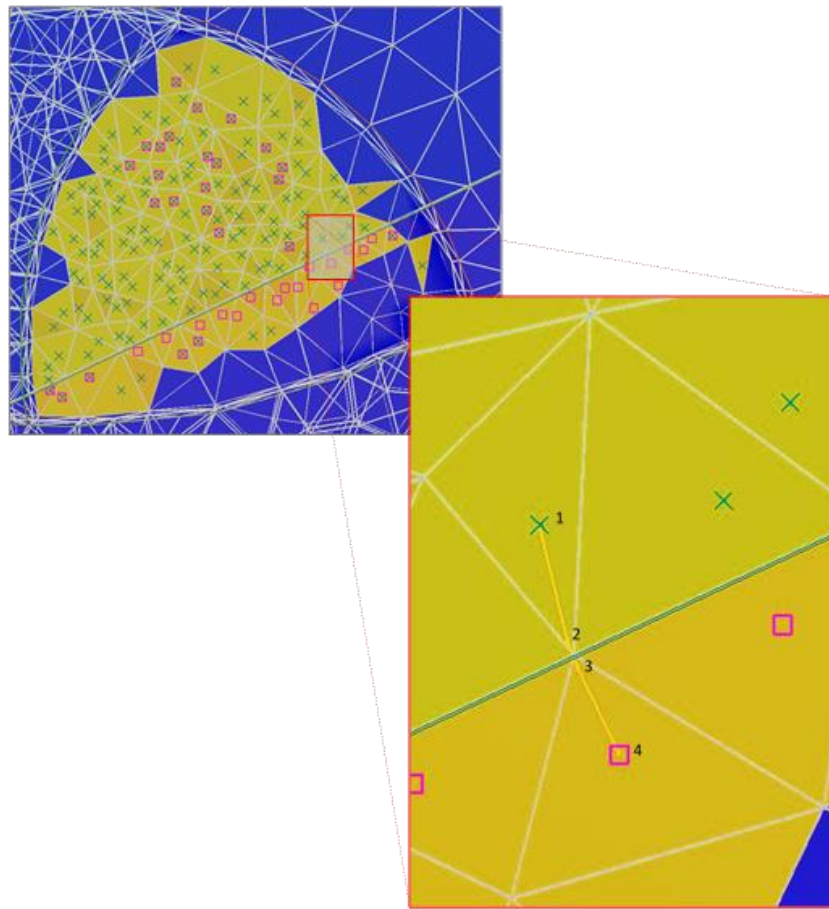


Fig. 4.14 - Elementos em cedência, fase 3, modelo M1.

A Fig. 4.15 demonstra os elementos em cedência que efetivamente estão em contacto com a frente de escavação, ou seja, os elementos com uma face em $z = 2$ m. Nesta ilustração, os elementos em rotura anteriormente identificados com o símbolo respetivo, são agora identificados também com uma coloração amarela do elemento na totalidade.

Ao assumir as condicionantes que foram tomadas para a escolha dos 2 elementos em questão para um estudo mais elaborado, é admissível dizer-se que se está em condições semelhantes de análise. Sendo assim, a variação é devida somente ao material em si.

Fig. 4.15 - Elementos em cedência, $z=2\text{m}$, fase 3, modelo M1.

Tal como destacado na figura anterior, são admitidos 2 elementos, um pertencente a G5 e outro a G4, identificados pelo ponto 1 e 4, respetivamente. Adicionaram-se os pontos 2 e 3, que vai ser discutida em seguida a sua necessidade.

Para a compreensão do fenómeno aqui presente, vão ser determinadas as tensões principais nos elementos em causa. Em seguida, esses valores vão ser tratados para gerar os círculos de Mohr, para constatar se a distinção que o programa fornece está em concordância com o critério de rotura admitido. O Quadro 4.2 contém os valores das tensões principais na fase 3 para os pontos 1 e 4, sendo que se aproveitou para já aqui incluir os valores respetivos aos pontos 2 e 3.

Quadro 4.2 - Tensões principais.

Ponto	σ'_1 [kPa]	σ'_2 [kPa]	σ'_3 [kPa]
1	259.4	141.2	40.3
2	280.4	142.4	45.7
3	349.1	139.6	0.6
4	352.2	149.3	2.2

A tensão principal mínima do ponto 4 é 2.2 kPa, que apesar de reduzida não é 0, como o programa sugere que seja para originar a rotura descrita. Isto acontece porque o programa identifica o elemento e não o ponto específico em que entra em rotura. No cálculo de elementos finitos as tensões são calculadas nos pontos de Gauss e não nos nós, podendo haver, portanto, alguns erros associados a extrapolações.

Portanto, tornou-se relevante utilizar os pontos 2 e 3. Estes pontos pertencem aos elementos 1 e 4, respetivamente, mas numa localização extremamente próxima à interface. Refere-se que todos os pontos são selecionados de forma manual, e que não correspondem exatamente ao ponto exato desejado. Por esta razão é que $\sigma'_3 = 0,6$ kPa no ponto 3 e não exatamente 0 kPa, admitindo-se de qualquer forma, uma aproximação satisfatória.

A variação que ocorre aqui, pode em alguns casos ser mais ampla, mediante a sua localização e as condicionantes associadas a isso, como também a dimensão do elemento. Os elementos em causa têm dimensões pequenas, todavia σ'_1 tem uma variação superior a 20 kPa entre os pontos 1 e 2.

Neste momento é já compreensível o recurso aos pontos 2 e 3, e são estes que vão ser considerados em diante. Comtemplando estes dois pontos, foram criados os círculos de Mohr, e a envolvente de rotura que se enquadra em cada material. Julga-se, entretanto, necessário um pequeno enquadramento a este tipo de representação.

A circunferência de Mohr permite determinar as tensões que atuam em todas as facetas paralelas a uma direção principal conhecida, admitindo uma análise bidimensional. Para isso recorrem-se a equações de equilíbrio estático (Matos Fernandes, 2011).

Vai ser considerada uma análise bidimensional para comprovar o tipo de rotura existente nos elementos. A Fig. 4.16 elucida o conceito de circunferência de Mohr. As equações 4.1 e 4.2, permitem o cálculo das abcissas e das ordenadas, respetivamente.

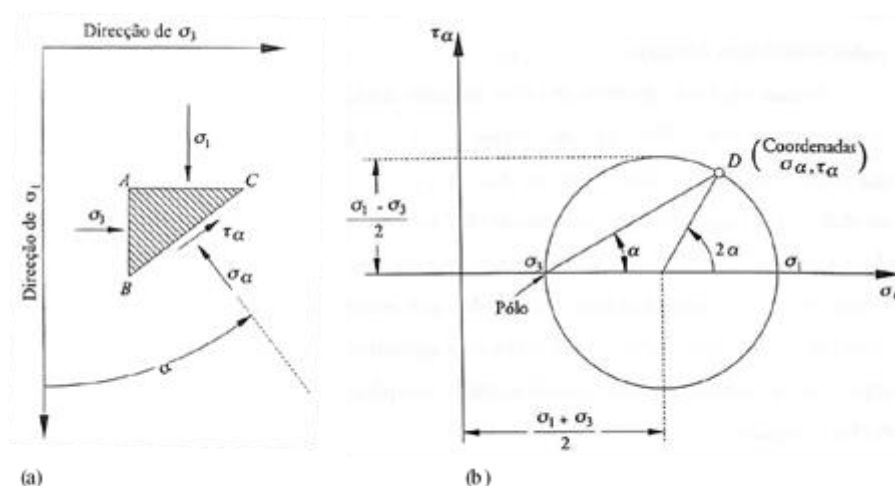


Fig. 4.16 - O conceito de circunferência de Mohr para descrição do estado de tensão num ponto.³

³ (Matos Fernandes, 2011)

$$\sigma_{\alpha} = \sigma_1 \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_3 \cdot \sin^2 \alpha = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\alpha \quad (4.1)$$

$$\tau_{\alpha} = (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin 2\alpha \quad (4.2)$$

Atente-se que a utilização das equações referidas, vai ser em tensões efetivas, o que acaba por não ter condicionamento já que estas são as mesmas que as tensões totais.

Sendo assim, foram considerados ângulos α de 0° - 180° , com uma variação de 5° . Os semi-círculos relativos a τ com valor negativo não foi considerado, já que simplifica e não condiciona o problema.

A envolvente de rotura de Mohr-Coulomb é definida pela reta com a equação 4.3.

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \cdot \tan \varphi' \quad (4.3)$$

A letra “f” subscrita associa-se à rotura (f-failure, literatura inglesa).

Neste sentido identificam-se os gráficos (Fig. 4.17 e Fig. 4.18) considerando as circunferências de Mohr para os pontos 2 e 3, com as respetivas envolventes de rotura. Foram incluídas as circunferências relativas à fase de cálculo 1 e 2, para permitir visualizar a evolução das tensões σ'_1 e σ'_3 até à rotura.

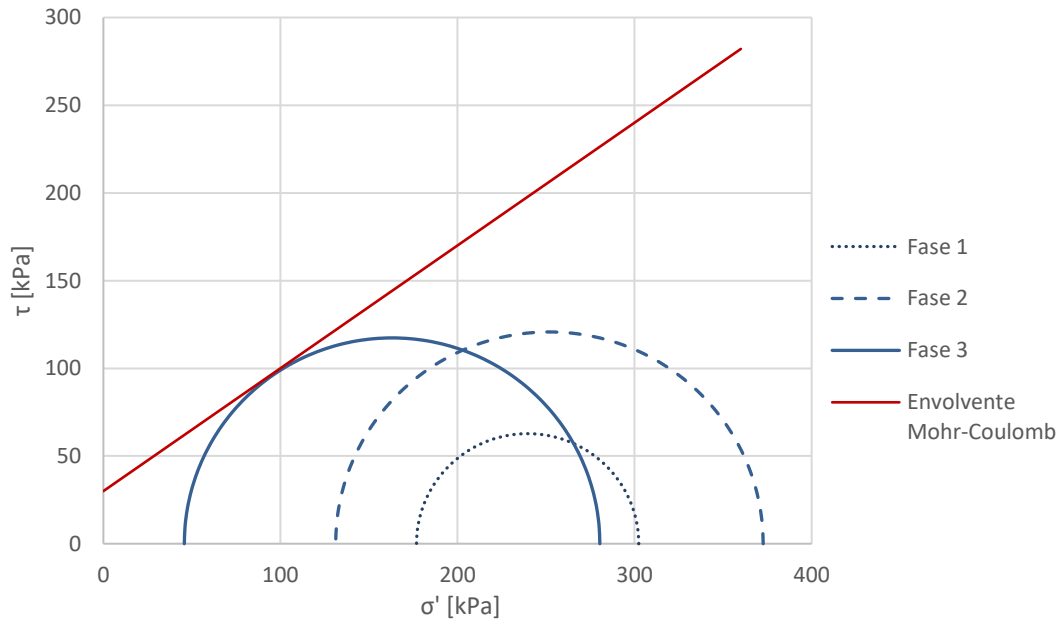


Fig. 4.17 - Circunferência de Mohr e envolvente de rotura, ponto 2 (M1).

⁴ (Matos Fernandes, 2011)

⁵ (Matos Fernandes, 2011)

⁶ (Matos Fernandes, 2011)

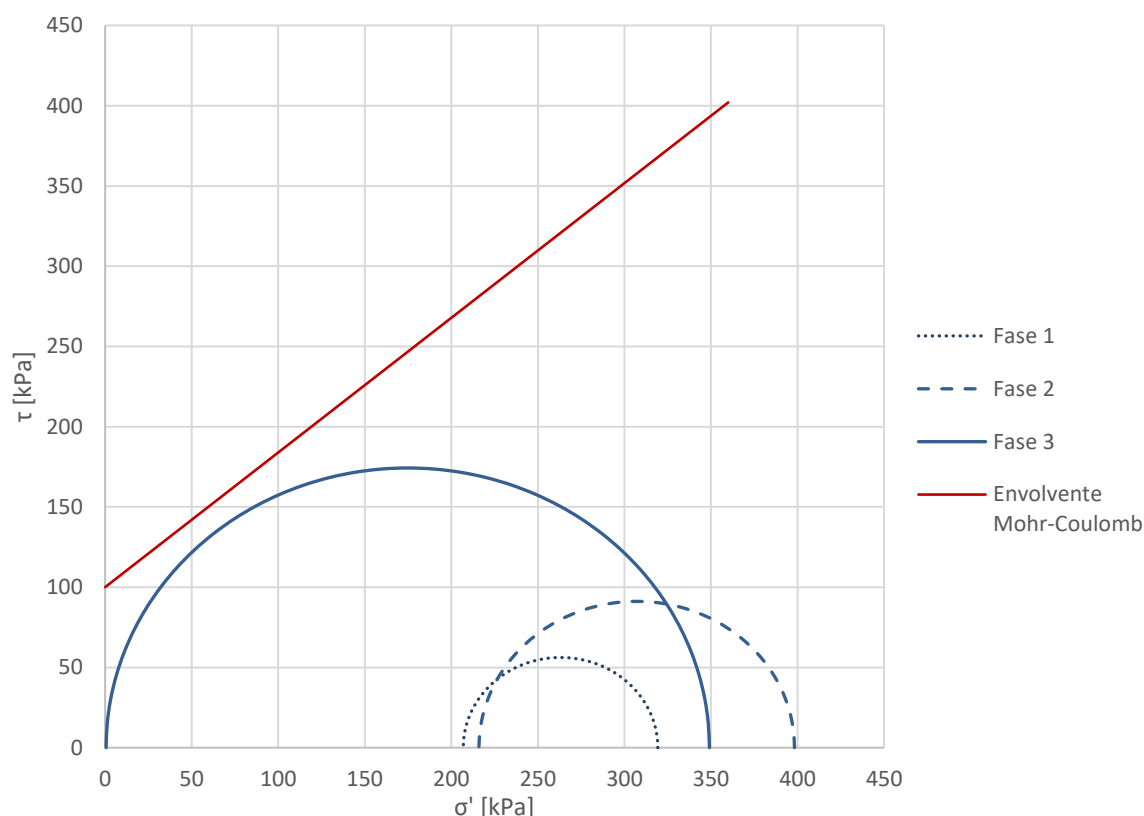


Fig. 4.18 - Circunferências de Mohr e envoltura de rotura, ponto 3 (M1).

Os gráficos demonstram que o ponto 2, que se encontra em G5, realmente entra em rotura por corte. Isto porque intersecta a envoltura de rotura de Mohr-Coulomb. Se, por exemplo, se tivesse considerado um comportamento elástico para este solo, a circunferência de Mohr poderia “atravessar” esta envoltura de rotura. Nesse caso, o programa identificaria a rotura, mas prosseguia com o cálculo, já que isso não seria impedimento para uma continuação de resistência após esse limite.

De forma distinta, o ponto 3 atinge uma tensão principal mínima com valor nulo. Aproxima-se da envoltura de rotura, no entanto não a atinge. Repare-se que esta envoltura tem um declive ligeiramente mais acentuado que o caso anterior, já que o estrato G4 tem um $\varphi' = 40^\circ$, em vez dos 35° de G5. Mais condicionante ainda acaba por ser a ordenada na origem que, como corresponde à coesão, é 30 kPa e 100 kPa, para G5 e G4, respetivamente.

Denota-se ainda um aumento significativo da σ'_1 na fase 2. E, como não podia deixar de ser, uma brusca redução de σ'_3 na fase 3, em que os pontos não estão em contacto com solo/rocha na frente de escavação.

A Fig. 4.19 permite determinar as tensões em todas as facetas num ponto, ou seja, corresponde a uma representação dos círculos de Mohr de todas as tensões que ocorrem naquele ponto num espaço tridimensional.

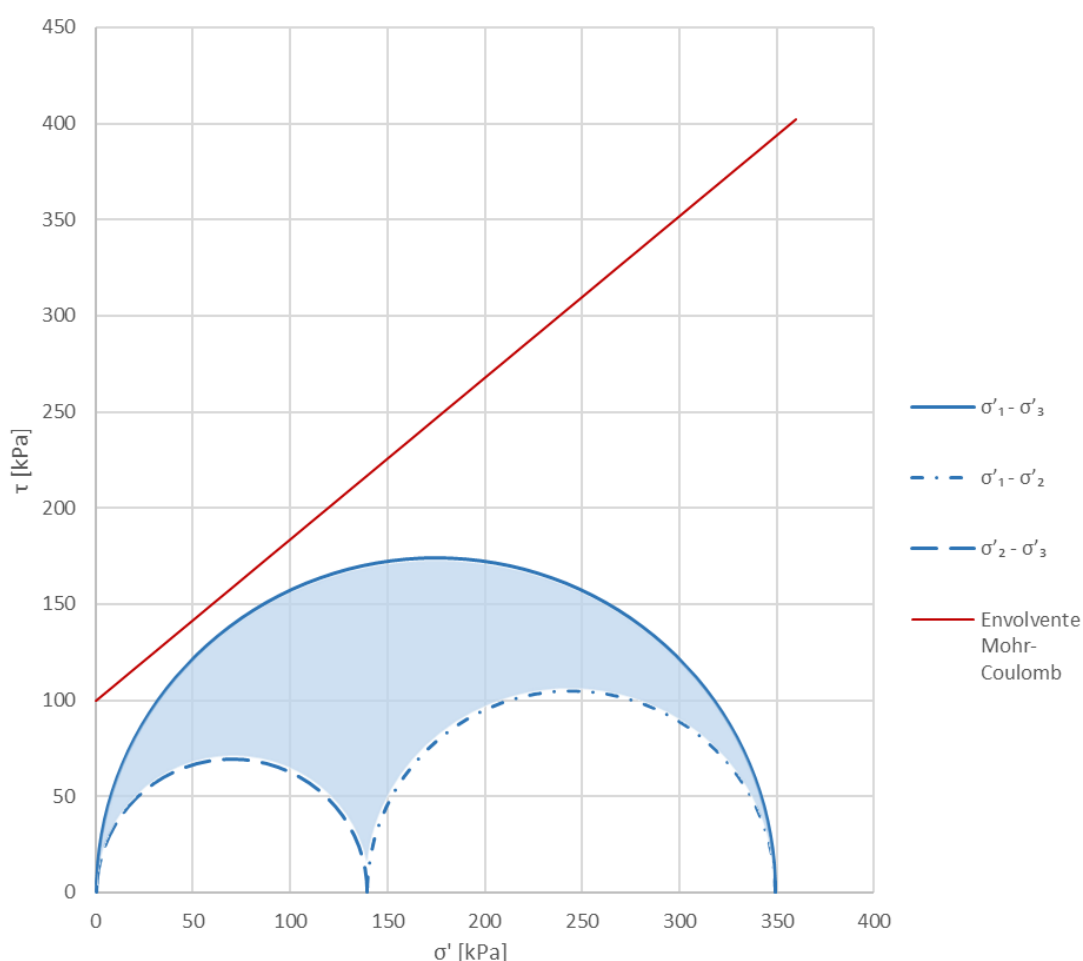


Fig. 4.19 - Representação das circunferências de Mohr num espaço 3D, ponto 3, fase 3 (M1).

Pelo que foi dito anteriormente, entende-se que as circunferências identificam facetas paralelas à direção da tensão principal que não as define. Enquanto a área sombreada corresponde a todas as facetas possíveis restantes que passam pelo ponto em análise. Como já foi abordado, a representação não inclui a parte simétrica relativa a $\tau < 0$.

Em suma, este tipo de representação tridimensional, define completamente o estado de tensão no ponto em análise. Esta representação foi somente incluída para demonstrar a utilidade que as circunferências de Mohr fornecem, apesar de serem habitualmente utilizadas na vertente plana.

4.3.2.3. Análise de deslocamentos

Durante a modelação deste tipo de problemas, uma fase inicial sem que ocorra escavação origina, já nessa fase, pequenos deslocamentos considerados desprezáveis. Estes ocorrem porque se instalam as tensões respetivas aos estratos envolvidos na modelação. Ao considerar a modelação de uma carga à superfície, neste caso de valor 50 kN/m² (ver Fig. 4.9), esses deslocamentos já passam a ter uma grandeza que não pode ser ignorada. A Fig. 4.20 elucida as grandezas destes deslocamentos, como a sua propagação em profundidade nos modelos M1 e M2.

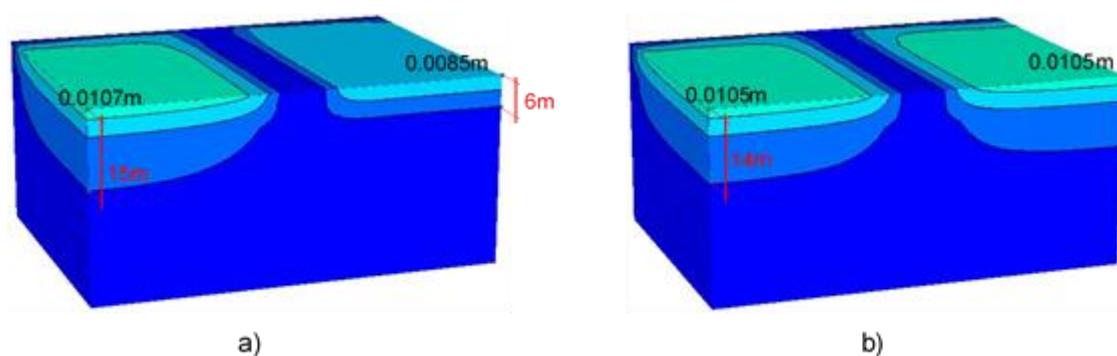


Fig. 4.20 - Deslocamentos totais [m], na fase 1, nos modelos: a) M1; b) M2.⁷

A figura mostra deslocamentos totais máximos da ordem de 1 cm, o que já tem elevada importância neste tipo de construção. De lembrar, que estes 50 kN/m² representam as cargas exercidas pelos edifícios envolventes, ou seja, é uma carga existente. Sendo assim, como não se trata de uma carga introduzida pela construção do túnel, os assentamentos relativos à fase 1, terão de ser retirados ao estudo posterior de assentamentos. De qualquer forma, existem algumas considerações importantes nesta fase. Já à partida, verificam-se assentamentos diferenciais no modelo M1, entre os lados do eixo do túnel, com valor de 0,0107m e 0,0085m. Em M2 os assentamentos são semelhantes, e com valor 0,0105m. Na figura foram também identificadas, a vermelho, algumas profundidades. Esses valores referem-se à linha de assentamentos de cerca de 3 mm. É possível verificar que os assentamentos e a zona de influência destes, é muito variável, mediante o estrato subjacente. Em M1, assentamentos superiores a 3 mm, ocorrem até uma profundidade de cerca de 15 m num extremo do modelo, enquanto que no extremo oposto, apenas atingem cerca de 6 m. Isto ocorre porque no último caso referido o estrato rochoso está a uma profundidade muito inferior. No modelo M2, essa zona de influência atinge cerca de 14 m de profundidade (valor ligeiramente inferior ao extremo esquerdo de M1, já que o estrato rochoso se encontra cerca de 2 m mais próximo da superfície).

Em ambos se verifica que os assentamentos, próximo da face posterior, se anulam, uma vez que as restrições do modelo assim o obrigam (ver Fig. 4.9). Tal como visto anteriormente, a restrição completa da face posterior obriga a algumas condicionantes, em particular na análise de deslocamentos.

Em seguida analisam-se, na Fig. 4.21, os deslocamentos totais no contorno dos modelos na fase final de cálculo, sendo que a estes foram retirados os deslocamentos da fase 1, referidos na Fig. 4.20.

⁷ Na figura não foi introduzida uma escala, uma vez que se pretendia uma visualização simples que permitisse a compreensão do fenómeno. Contudo, a escala que se encontra na Fig. 4.21, é a que aqui se adequa.

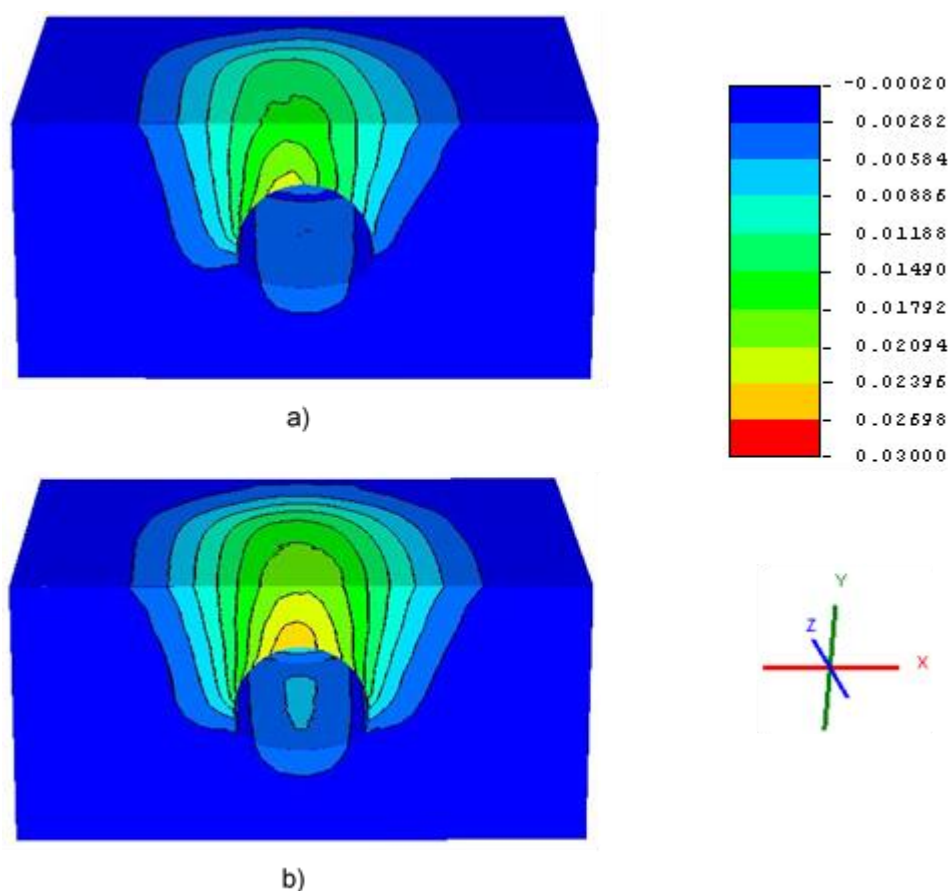


Fig. 4.21 - Deslocamentos totais [m], na fase 64, em relação à fase 1, nos modelos: a) M1; b) M2.

Pela Fig. 4.21 confirma-se que os deslocamentos são descentralizados em relação ao eixo do túnel em M1, devido ao perfil geológico transversal. Isto significa que os deslocamentos são superiores para o lado, relativamente ao eixo, onde o maciço terroso G5 é mais proeminente. O modelo M2, apresenta deslocamentos maiores, que o modelo anterior, já que a camada de solo G5 tem uma espessura muito pronunciada em todo o modelo. Estes são mais centralizados em relação ao eixo do túnel podendo, contudo, apresentar ligeiros desvios, uma vez que a escavação não é simétrica em relação ao eixo do túnel. Destaca-se, ainda, que o levantamento da soleira é ligeiramente mais pronunciado em M2, já que o estrato rochoso G4, tem uma espessura inferior. Identificam-se assim deslocamentos totais máximos na ordem de 21-24 mm em M1, e 24-27 mm em M2 (à superfície os valores são de 15-18 mm, e cerca de 21 mm, respetivamente). Verifica-se então, como se compreende, que os deslocamentos em M1 são ligeiramente inferiores aos alcançados em M2.

Além de outros aspetos relevantes, como tensões e deslocamentos na zona envolvente à escavação, é extremamente importante a distribuição de assentamentos superficiais. Por este motivo é que se modelou M2, para permitir uma compreensão mais intuitiva da importância das considerações iniciais modeladas. Esta vai crucial para as opções iniciais de projeto, relativamente à segurança e aos danos expectáveis nas construções à superfície. Desta forma é possível prever e tomar medidas de segurança

preventivas, inclusivamente reforçar a componente estrutural de edifícios para os quais se preveem deformações que causem danos estéticos, funcionais ou até estruturais.

Admitindo, então, uma linha de análise à superfície, na qual $z=5\text{m}$, para não existir influência da condição fronteira da face do modelo, como referido anteriormente, são representados os deslocamentos verticais (y) na Fig. 4.22.

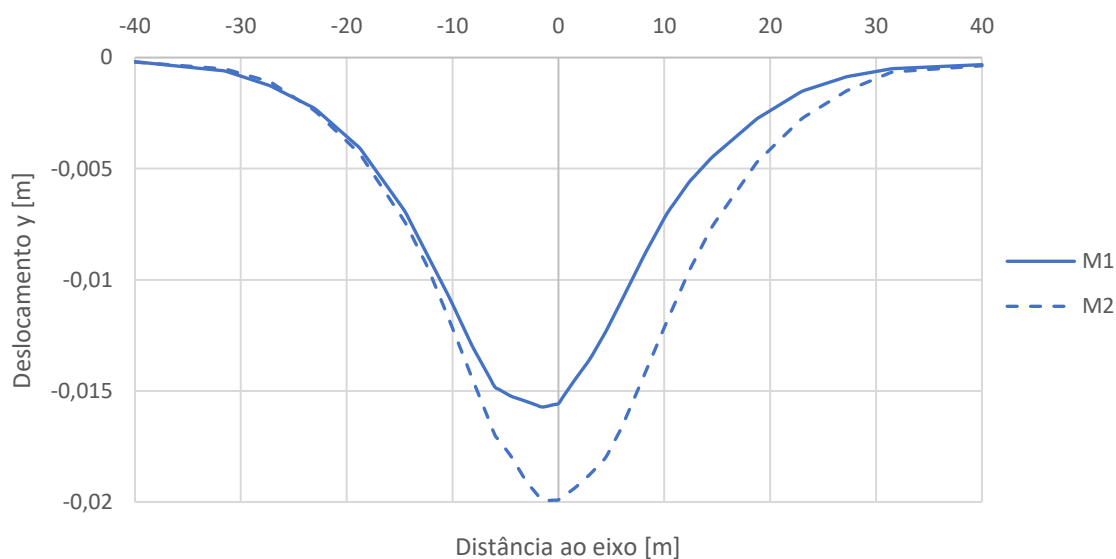


Fig. 4.22 - Assentamentos (y), relativamente ao eixo do túnel, $z=5$ [m].

Os assentamentos máximos em M1 são cerca de 16mm, enquanto que M2 atinge 20mm. O que foi dito anteriormente (Fig. 4.21), comparativamente à simetria de assentamentos em relação ao eixo do túnel Fig. 4.21, é aqui novamente comprovado.

A Fig. 4.22 demonstra ainda a importância de uma correta modelação. Neste caso, a modelação M2 (projeto) resultava em deslocamentos superiores, logo, ao obter na realidade a curva respetiva a M1, ter-se-ia modelado uma solução conservativa. Suponha-se agora que existe um edifício à superfície, com uma sapata em cada lado do eixo igualmente afastadas, uma à distância -5m e outra a 5m. Nessa altura, com M2 obtém-se um deslocamento de cerca de 18mm nas duas fundações. Considerando agora a curva M1, obtém-se um deslocamento na sapata -5m e 5m de cerca de 15mm e 12mm, respetivamente. No último caso referido, existe efetivamente um deslocamento inferior a 18mm em cada sapata. No entanto o deslocamento entre as duas sapatas é diferencial, o que danifica o edifício de forma, eventualmente, mais gravosa. Ao ocorrer um assentamento simétrico podem não ser introduzidos esforços adicionais à estrutura, enquanto que com assentamentos diferenciais isso ocorre. Sendo assim é possível compreender a importância de uma correta modelação. Lembra-se, contudo, que este tipo de obras de engenharia civil, tem grande limitação de conhecimento prévio da caracterização geológica. São executados ensaios e prospeções ao maciço, mas frequentemente, existem condicionantes, em muitas situações de origem económica, que não permitem efetuar uma quantidade satisfatória destes elementos, que permita obter um perfil geológico mais realista.

4.3.2.4. Esforços no suporte

Os esforços no suporte têm duas origens: transversal (designados pelo programa como “arco”), e longitudinal. Os transversais são os que correntemente se utilizam e calculam em situações planas. Como se está a utilizar um programa 3D, são também calculados os esforços longitudinais, de menor relevância e com valores inferiores.

Vai ser tida em conta uma análise mais cuidada acerca dos esforços de “arco”. Os esforços longitudinais vão ser brevemente referidos, apenas para confirmação de que são inferiores. De qualquer forma, em nenhum caso vai ser feita uma análise exaustiva, já que não é o âmbito do trabalho corrente. Além disso, nota-se ainda que a convenção de sinais é a que o programa utiliza por defeito, podendo não coincidir com a geralmente utilizada na Resistência de Materiais.

Para averiguar os esforços no suporte, foi admitida uma secção com coordenada $z = 5$ m. Tal como referido esta secção, em que os deslocamentos estabilizaram, já não é praticamente influenciada pelo avanço das frentes de escavação. E mantém uma distância da secção inicial escavada, o que elimina grande parte da dependência das restrições admitidas na face frontal do modelo. Estes apresentam-se, resumidamente, no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 - Esforços no suporte dos modelos M1 e M2.

	Transversais				Longitudinais			
	Máx.		Min.		Máx.		Min.	
	M1	M2	M1	M2	M1	M2	M1	M2
Esforços axiais N [kN]	-401,3	-402,9	-1787,2	-1775,4	1673,4	1702,9	-1128,1	-1188,0
Esforços transversos T [kN]	204,6	230,7	-241,3	-448,9	67,8	71,4	-61,4	-81,8
Momentos fletores M [kN.m]	93,3	132,8	-69,4	-79,6	60,5	62,7	0,6	-10,7

Ilustram-se os momentos fletores transversais na Fig. 4.23. Nesta situação foram indicados vários valores, e não apenas o máximo e mínimo, uma vez que existem diversas variações ao longo do perímetro escavado. Sendo assim, indicaram-se tanto os máximos e mínimos globais, como os locais. Nessa figura representam-se as interfaces das secções parciais e dos estratos do maciço.

Em suma, constata-se que os esforços longitudinais são menos relevantes no dimensionamento do suporte. Quanto aos esforços transversais, salientou-se um agravamento dos esforços em M2. Isto ocorre porque se trata de um maciço menos competente e mais deformável, obrigando assim a um suporte mais resistente.

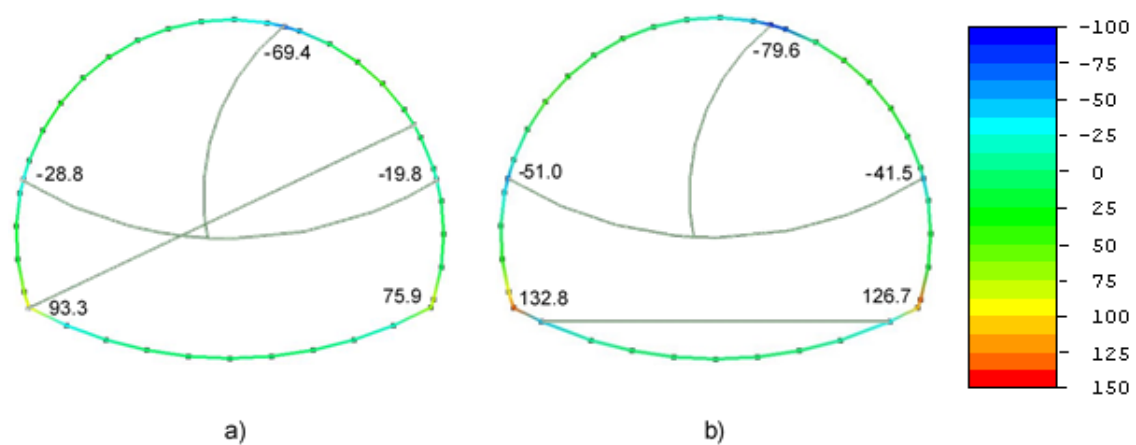


Fig. 4.23 - Momentos fletores, M: a) M1; b) M2 [kN.m].

4.4. ANÁLISE COMPLEMENTAR SECÇÃO A – CRITÉRIO DE HOEK-BROWN

4.4.1. CRITÉRIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN

Hoek e Brown constataram que o critério de Mohr-Coulomb era inadequado em maciços rochosos, apesar de ter uma utilização relativamente simples. Este critério origina uma envolvente de rotura linear, que nos maciços rochosos não é representativa do verdadeiro comportamento dos maciços rochosos. O critério de Mohr-Coulomb sobrestima tanto a resistência à tração da rocha, como também a resistência para baixas tensões de confinamento. Por este motivo, surgiu o critério de Hoek-Brown que vai ser abordado em mais detalhe em seguida. Antes disso, apresenta-se na Fig. 4.24, a relação entre as tensões principais máxima e mínima, para as envolventes de rotura dos dois critérios abordados.

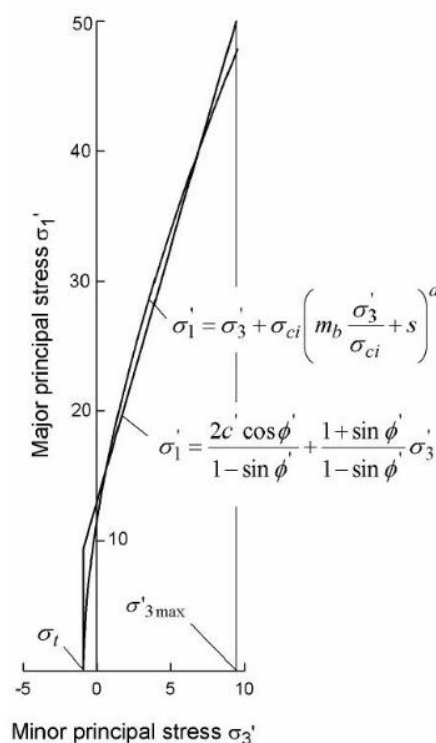


Fig. 4.24 – Relações σ'_1 - σ'_3 para os critérios de Hoek-Brown (equação superior) e Mohr-Coulomb (equação inferior).⁸

O critério de rotura de Hoek-Brown foi introduzido para permitir a aplicação de um critério que fosse melhor adequado a escavações subterrâneas em rochas duras. Hoek e Brown relacionaram a relação empírica com observações geológicas utilizando para isso a classificação RMR (Rock Mass Rating) de Bieniawski (Hoek *et al.*, 2002)

⁸ (Hoek *et al.*, 2002)

A equação 4.4 corresponde à equação original do critério.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad (4.4)$$

Sendo,

σ'_1 e σ'_3 , as tensões principais efetivas máxima e mínima, respetivamente;

σ'_{ci} , resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;

m_i e s , são constantes materiais, em que $s=1$ para rocha intacta.

Mais tarde verificou-se que a equação 4.4, representava uma envolvente inadequada para maciços rochosos alterados. Além de algumas correções à equação para esta se adaptar a todos os maciços rochosos, deixou de ser considerada a classificação RMR de Bieniawski, já que esta apresentava uma relação desajustada com observações geológicas, especialmente em maciços rochosos muito alterados. Desta forma foi introduzida a classificação GSI (Geological Strength Index), que permite uma relação mais apropriada para qualquer maciço rochoso (Hoek *et al.*, 2002).

Refere-se que tanto as alterações às equações, como as classificações geomecânicas referidas (RMR e GSI) não vão ser abordadas em detalhe neste documento, uma vez que não estão no âmbito do presente trabalho.

Surge assim, o critério de Hoek-Brown Generalizado, expresso pela equação 4.5.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (4.5)$$

Sendo,

m_b , o valor reduzido da constante material m_i , e definido pela equação 4.6;

s e a , são constantes e dadas pelas equações 4.7 e 4.8, respetivamente.

$$m_b = m_i \cdot \exp \left(\frac{GSI-100}{28-14D} \right) \quad (4.6)$$

Sendo D o fator que depende do grau de perturbação no maciço rochoso causado pelos explosivos, ou pela relaxação de tensões. Varia de 0, para maciços rochosos não perturbados, até 1, no caso de existir grande perturbação no maciço.

$$s = \exp \left(\frac{GSI-100}{9-3D} \right) \quad (4.7)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (4.8)$$

4.4.2. DEFINIÇÃO DO MODELO

O modelo em causa vai apenas contemplar uma situação equivalente a M1, já que com a utilização deste critério de rotura se pretende observar se existe variação relativamente a uma envolvente de Mohr Coulomb para a situação real. Nesta altura não se pretende mostrar a variação associada a diferentes perfis transversais de cariz geológico, até porque o maciço rochoso G4 tem pouca significância em M2. O modelo a ser analisado vai ser denominado M1-HB.

4.4.2.1. Geometria, materiais e suporte

A elaboração do modelo M1-HB é baseada no modelo da secção A, considerando o critério de rotura Mohr-Coulomb. Por este motivo, tanto a geometria como o suporte são definidos de forma igual.

A alteração que este modelo introduz, associa-se à definição dos parâmetros resistentes dos estratos rochosos G4 e G3. Para estes materiais recorreu-se ao critério de rotura de Hoek-Brown, anteriormente descrito.

Neste critério os parâmetros resistentes a serem definidos são a resistência à compressão da rocha intacta e os parâmetros m_b , s e a . Efetivamente, pode também ser considerada dilatação, mas uma vez que para o modelo de Mohr-Coulomb foi admitida 0, aqui será tomada a mesma opção.

Tal como referido anteriormente, os valores admitidos correspondem aos valores modelados de projeto, por falta de informação sobre os valores sondados durante a construção. Além disso, também se indicou que a modelação de projeto considerou apenas o critério de Mohr-Coulomb. Atendendo ao descrito, admitiram-se valores típicos deste tipo de materiais.

Topa Gomes *et al.* (2002) com recurso a várias prospeções associadas à construção do Metro do Porto, apresentaram classes geomecânicas (Quadro 4.4), e com recurso a métodos de análises probabilísticas definiram os seus parâmetros geomecânicos (Quadro 4.5).

Quadro 4.4 - Características das classes geomecânicas.

Grupo Geomecânico	Grau de alteração (W)	Grau de Faturação (F)	GSI
G3	W3	F3-F4	30-45
G4	W4	F4-F5	15-30

Quadro 4.5 - Parâmetros geomecânicos do maciço rochoso.

Grupo Geomecânico	C_0 (MPa)	m_b	s
G3	10-35	0.98	7.5E-4
G4	1-15	0.67	0

Para a escolha de GSI, foi considerado o valor médio em cada grupo geomecânico, obtendo um valor de 37.5 e 22.5 para G3 e G4, respetivamente. Com estes valores, foi possível achar o expoente a , resultando nos valores 0.51 (G3) e 0.54 (G4).

Os parâmetros resistentes m_b e s foram admitidos diretamente os que se encontram nas tabelas para os respetivos materiais. Esta decisão foi baseada na falta de informação para determinação do parâmetro D , que classifica a perturbação gerada no maciço.

Para o valor σ_{ci} do granito foi admitido 150 MPa (Topa Gomes, 2016c).

Os restantes pressupostos de modelação, mantêm-se inalterados relativamente a M1 (ver 4.3.1.2, 4.3.1.3 e 4.3.1.4).

4.4.3. RESULTADOS ANÁLISE COMPLEMENTAR SECÇÃO A

Nesta análise complementar não vai se vai proceder a um estudo elaborado. A análise do estado de tensão não vai ser tida em conta, já que se assemelha em grande parte ao modelo M1. Vão ser considerados os elementos em rotura, já que a envolvente de rotura é distinta. Além disso, e porque a análise comparativa se vai basear nos deslocamentos à superfície, estes vão também ser apresentados.

4.4.3.1. Elementos em cedência

Tal como nos modelos com o critério de rotura de Mohr-Coulomb, também o modelo M1-HB apresenta rotura numa banda superficial e numa envolvente próxima à escavação. Esta última mostra-se na Fig. 4.25.

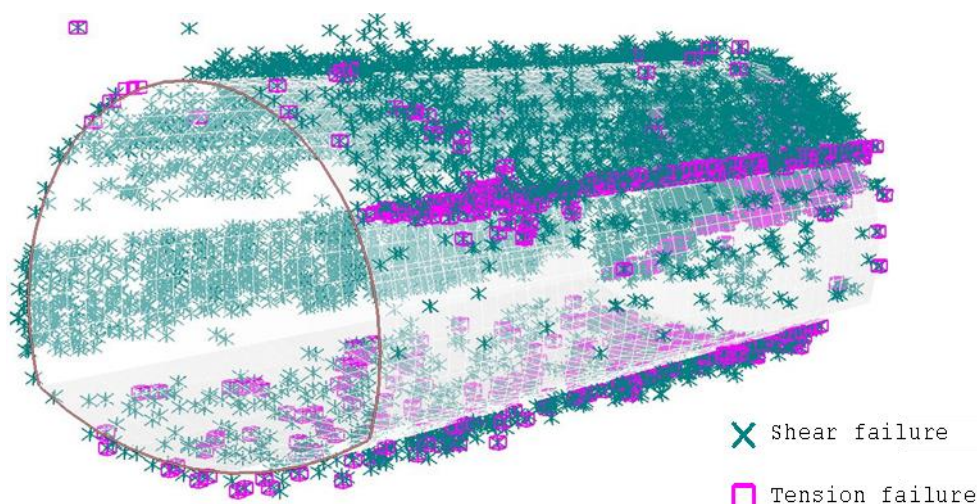


Fig. 4.25 - Elementos em cedência no modelo M1-HB.

Comparativamente com M1 (ver Fig. 4.13), denota-se intuitivamente, uma envolvente com uma quantidade muito reduzida de elementos em cedência na camada rochosa (G4). Além disso, os elementos associados à soleira do túnel, passaram a ter uma rotura associada aos dois fenómenos, ao contrário de apenas associada a tensão normal nula, como em M1.

De forma semelhante ao visto em 4.3.2.2, vai-se aqui tentar compreender porque é que, com este critério de rotura, passa a existir uma rotura simultaneamente por corte e por anulação da tensão normal. Para isso foi escolhido um ponto arbitrário na frente de escavação relativa ao rebaixamento com coordenadas (-1,885; 102,653; 3). Sendo assim, está-se perante uma frente de escavação com $z=3\text{m}$, que corresponde à fase 26 (fase 24-início de escavação rebaixamento). Considerando esse ponto foi efetuada uma evolução das tensões principais (σ'_1 e σ'_3) desde a fase inicial até à fase 26. O mesmo foi feito para esse ponto em M1.

Em suma, o ponto em M1 indica uma rotura por $\sigma'_3=0$, e o ponto em M1-HB apresenta, além de $\sigma'_3=0$, rotura por corte. A Fig. 4.26 identifica a evolução das tensões para os dois modelos, como as envolventes de rotura dos mesmos. Por distinção ao efetuado para M1, foram aqui utilizadas as envolventes da Fig. 4.24.

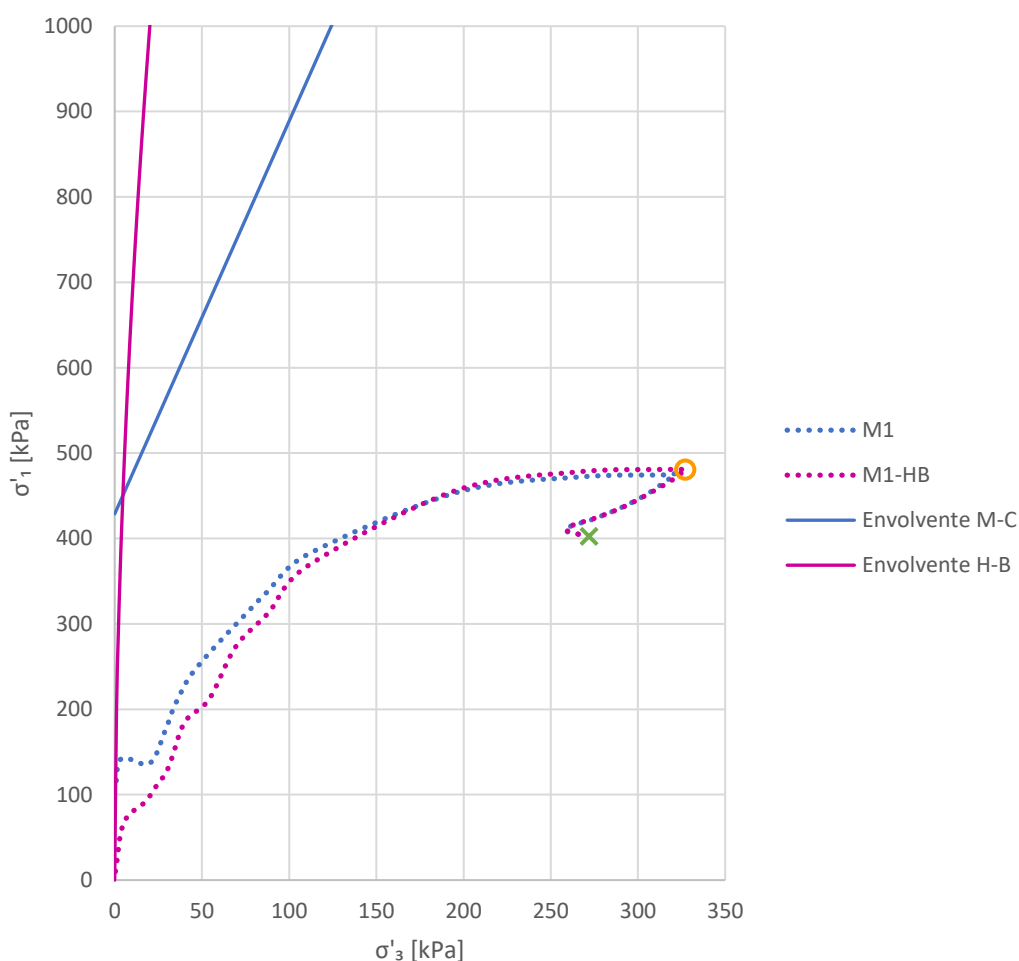


Fig. 4.26 – Relações σ'_1 - σ'_3 [kPa], para M1 e M1-HB.

Relativamente à Fig. 4.26 denotam-se já à partida a cruz verde que identifica a fase 1, e o círculo amarelo, o ponto de viragem que corresponde ao início da escavação da “meia secção”. Atente-se ainda, que os eixos das abcissas e das ordenadas, não se encontra à mesma escala.

A envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (M-C), não se prolonga para $\sigma'_3 < 0$, já que as tensões à tração foram admitidas nulas. No critério de Hoek-Brown (H-B), isso acontece porque a constante “s” da rocha é nula para o estrato G4. Desta forma, a envolvente H-B intersecta a origem, e uma vez que o ponto em análise também o faz, efetivamente atinge a envolvente de rotura, o que significa rotura pelos dois fenómenos enunciados. Em M1 apenas se anula σ'_3 , e esta não intersecta a envolvente de rotura respetiva.

Tal como se referiu em 4.4.1, o critério de Mohr-Coulomb sobrestima a resistência para baixas tensões de confinamento em rocha, o que acaba por ser também aqui verificado.

4.4.3.2. Análise de deslocamentos

A curva de deslocamentos à superfície nas mesmas condições da Fig. 4.22, para M1-HB ilustra-se na Fig. 4.27. A curva relativa a M1 foi também incluída, permitindo assim uma análise comparativa.

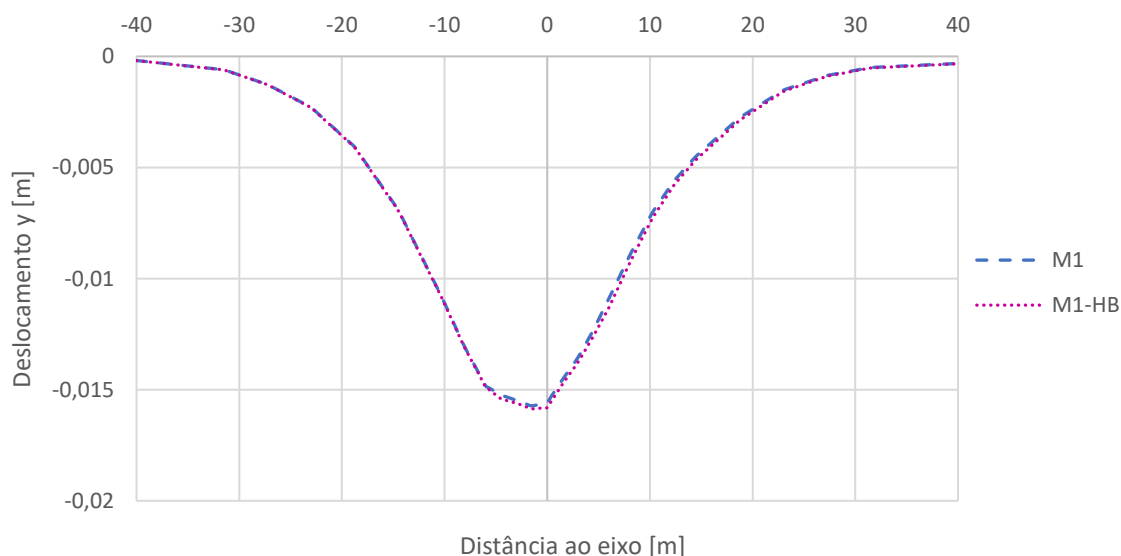


Fig. 4.27 - Assentamentos (y), relativamente ao eixo do túnel, $z=5$ [m].

Como a Fig. 4.27 demonstra, as diferenças entre as curvas de assentamentos à superfície são praticamente inexistentes.

5

CASO DE ESTUDO FARIA GUIMARÃES – AJUSTE DOS RESULTADOS DA MONITORIZAÇÃO

5.1. SECÇÃO TIPO B

Os documentos fornecidos do projeto da Estação de Faria Guimarães, contêm alguns dos resultados da observação durante a construção. Os valores correspondem a secções do túnel contendo a secção tipo A, mas estão na proximidade da secção tipo B. Por este motivo é incluída, de forma sucinta, a secção B. Posteriormente os resultados obtidos aqui vão ser sujeitos a uma simples comparação com os obtidos na secção A e os verificados em campo.

5.1.1. DEFINIÇÃO DO MODELO

5.1.1.1. Geometria, materiais e suporte

Neste modelo, a secção em estudo vai ser uma S.T. B. Este tipo de secção permitiu, tal como visto em 4.3.1.1, criar a secção modelada A. Neste sentido, essa secção transversal circular vai ser utilizada neste estudo, em contrapartida à secção original construída. Relembra-se que esta opção foi tomada, uma vez que a secção original gera uma malha de elementos finitos extremamente complexa. Sendo assim, a geometria da secção transversal escavada corresponde à secção circular de $\phi 19$, da Fig. 4.4 b). Em relação à secção A, esta tem um segundo rebaixamento, identificado com o ponto 4, na Fig. 4.4.

Quanto aos materiais, relativamente à sua disposição, como em relação aos valores das suas características, em nada se alteram relativamente aos modelos com a secção A (Fig. 4.5 e Fig. 4.6). Em semelhança a essa secção, também aqui vão ser considerados 2 modelos. O modelo que considera a disposição real dos estratos vai ser doravante denominado por M3 (modelo análogo a M1), enquanto que o modelo que considera todas as interfaces entre estratos horizontais, se denominará por M4 (modelo análogo a M2).

O suporte é o mesmo em cada secção parcial. Foi simplesmente adicionado o suporte relativo ao segundo rebaixamento, com uma espessura de 40 cm. Esta solução apresenta-se na Fig. 5.1.

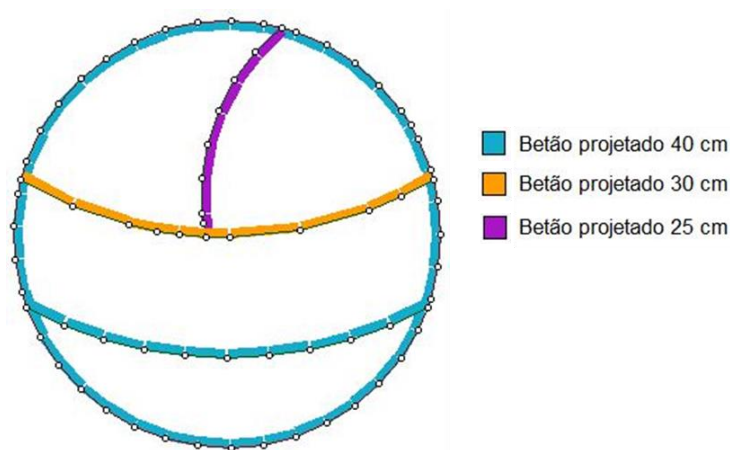


Fig. 5.1 - Solução de suporte modelada - Secção B.

5.1.1.2. Fases do modelo

As fases do modelo são em tudo semelhantes a M1 e M2, ou seja, à secção A. Nestas os avanços de cada secção parcial correspondem a 1,00 m, sendo que a fase seguinte só inicia a sua escavação, quando estejam sempre garantidos 10,00 m suportados na secção parcial anterior. Desta forma, compreende-se que tudo se mantém igual até à fase 35, sendo que nesta inicia-se a escavação do 2º rebaixamento.

Nos modelos M3 e M4, com a escavação de um segundo rebaixamento, passam a existir 75 fases de cálculo, em oposição às 64 fases para a secção A. A Fig. 5.2 destaca algumas fases relativas à secção B (M3), as quais vão ser brevemente descritas:

Fase 1: Fase inicial sem escavação, que permite a geração do estado de tensão inicial e aplicação da carga superficial.

Fase 35: Início de escavação do 2º rebaixamento.

Fase 36: Escavação da secção 2,00 m do 2º rebaixamento; colocação de suporte no primeiro metro escavado, com a remoção simultânea do suporte de 40,00 cm da soleira, respetiva ao primeiro rebaixamento, nesse desenvolvimento.

Fase 42: Colocação de suporte na última secção escavada da galeria lateral.

Fase 53: Colocação de suporte na última secção escavada da “meia secção”.

Fase 64: Colocação de suporte na última secção escavada do primeiro rebaixamento (corresponde à última fase de cálculo da secção A).

Note-se que o referido nas fases corresponde somente a algo que se iniciou ou finalizou na fase respetiva.

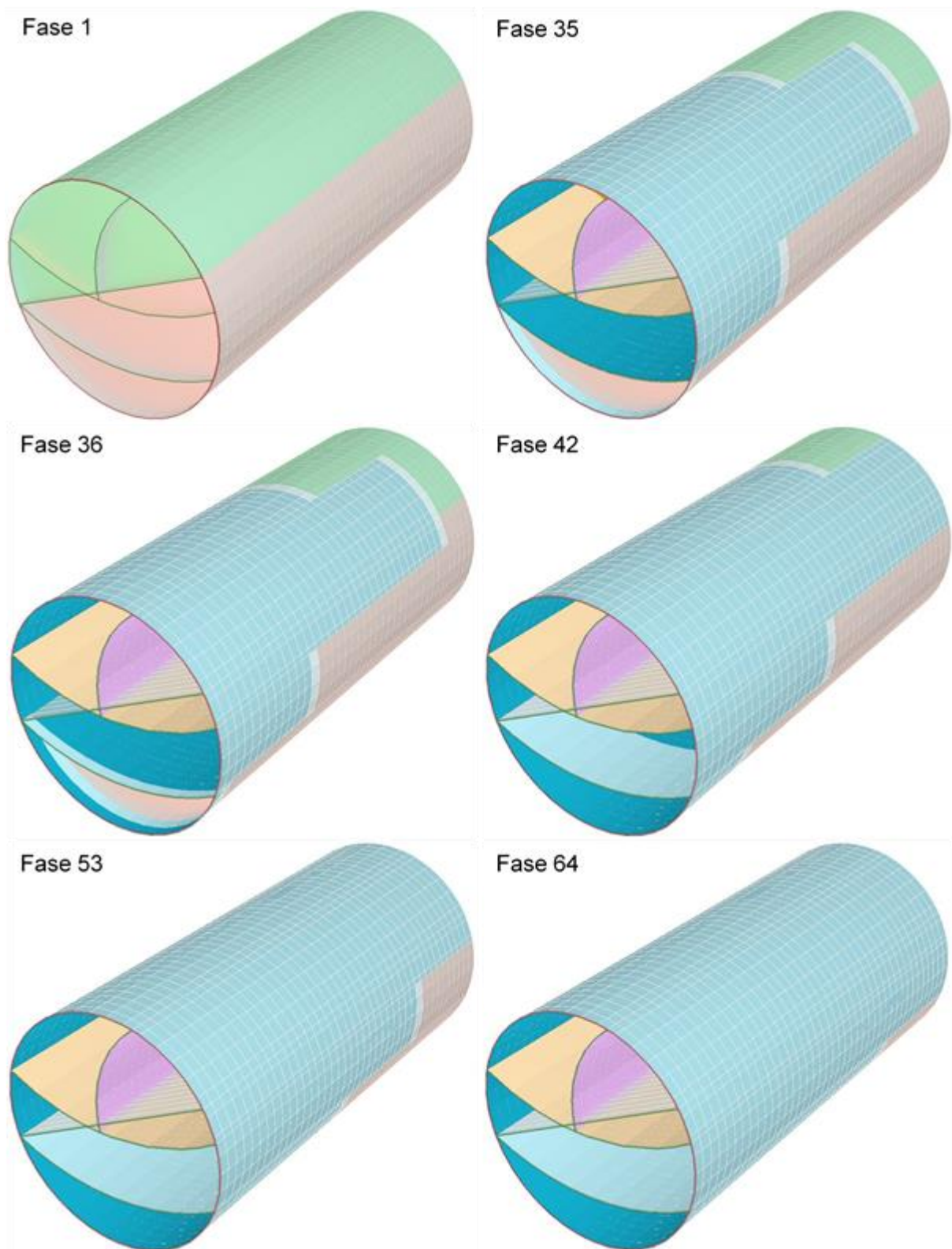


Fig. 5.2 - Fases de escavação da Secção B com espessura real presumida dos estratos(M3).

5.1.1.3. Malha de elementos finitos

Refere-se como nota que as condições fronteira são em tudo semelhantes ao verificado em 4.3.1.3, e por essa razão não foram consideradas

Na Fig. 5.3 representa-se parte da malha de elementos finitos de M3. Tal como na Fig. 4.10, a malha é vista a partir de um plano yz, com a abcissa $x=0$.

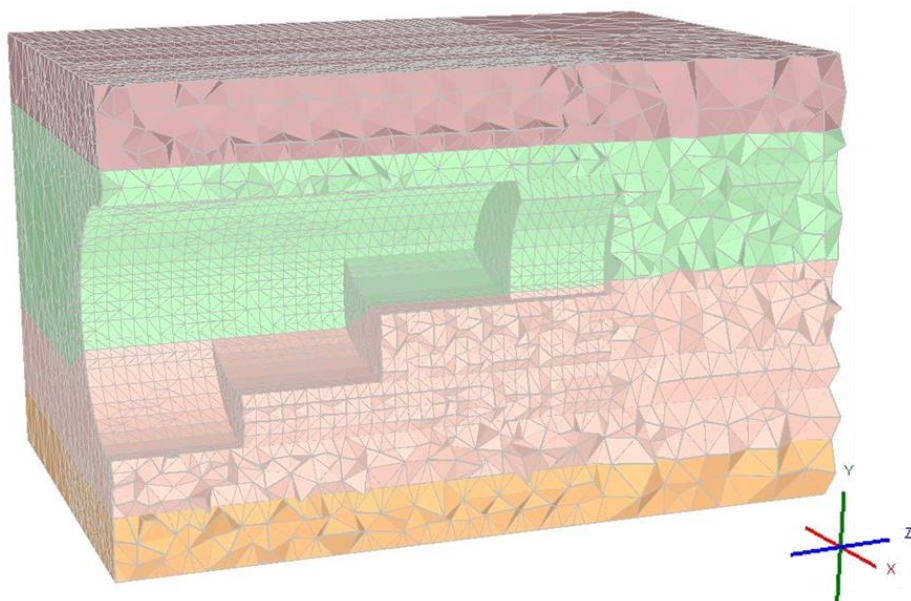


Fig. 5.3 - Malha de elementos finitos M3, fase 44, plano yz, com $x=0$.

Neste caso, torna-se ligeiramente mais perceptível parte da galeria lateral, tal como as diferentes frentes de escavação. Esta nova perspetiva foi aqui inserida, em grande parte, porque permite uma perceção da dimensão do túnel escavado, da sua proximidade com a superfície e da sua imponentia relativamente à distribuição geológica.

5.1.2. RESULTADOS FINAIS SECÇÃO B

5.1.2.1. Análise do estado de tensão

Tal como em relação à secção A, também aqui se vai ter em conta uma análise relativa a σ'_1 (Fig. 5.4). De forma semelhante, vai ser dada ênfase à zona escavada por se tratar da zona com maior variabilidade, e ser admitida uma fase intermédia (fase 40), para uma visualização mais completa.

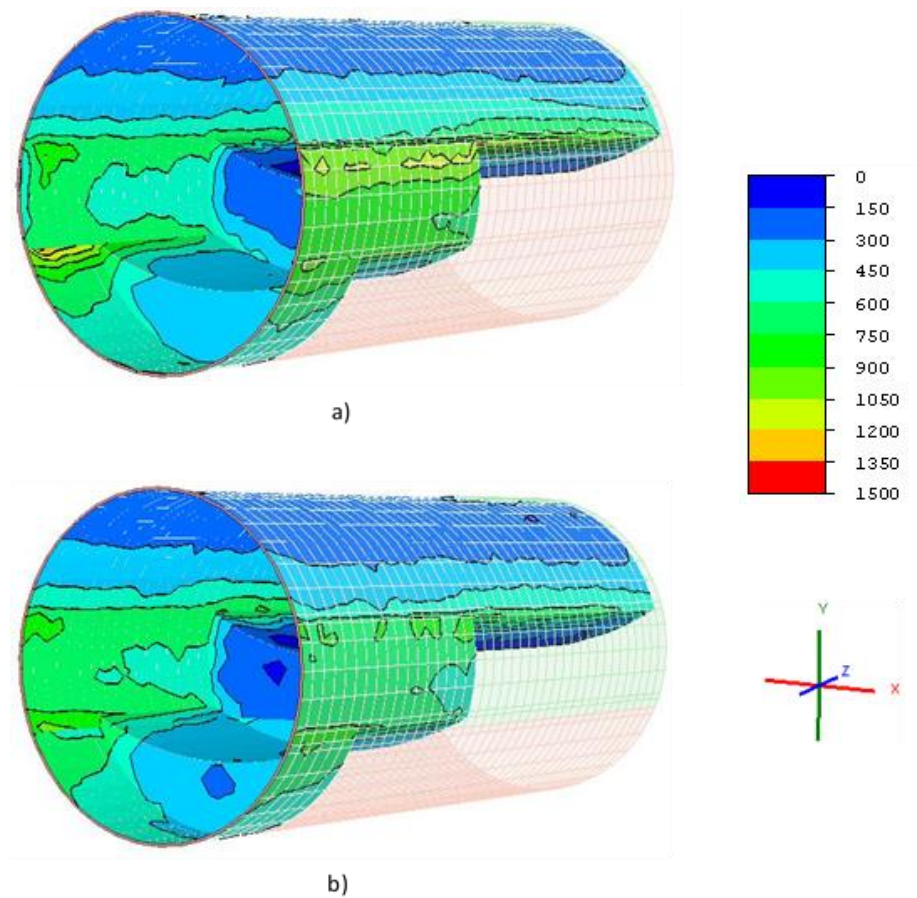


Fig. 5.4 - $\sigma'1$ na fase 40 dos modelos: a) M3; b) M4 [kPa].

As conclusões relativas à secção A, são semelhantes ao que aqui é verificado. As tensões são superiores em M3 no hasteal e soleira inseridos no maciço G4, e nos dois casos se verifica uma concentração de tensões ao nível do 1º rebaixamento.

Na Fig. 5.5, em semelhança à Fig. 4.12, ilustram-se as tensões principais máximas na fase final de construção de M4. Desta forma, verifica-se a influência que foi gerada devido à escavação sequencial, uma vez que o modelo M4 tem uma disposição horizontal de interfaces de estratos, tal como M2.

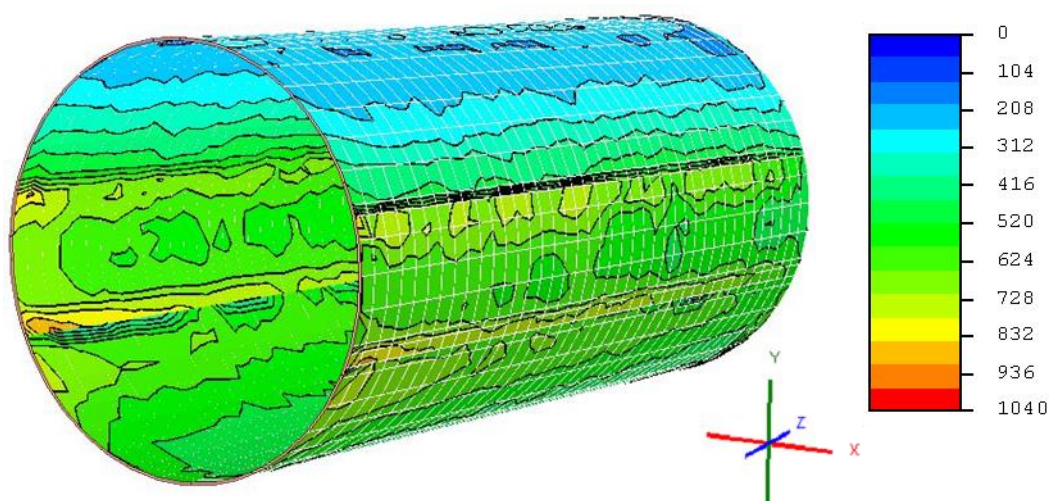


Fig. 5.5 - $\sigma'1$ na fase 75 (final) do modelo M4 [kPa].

As conclusões retiradas relativamente à Fig. 4.12, são também aqui válidas. Porém, uma vez que se trata de uma secção final circular, verifica-se que a grande concentração de tensões ocorre para os dois rebaixamentos. A forma circular, gera um estado de tensão mais equilibrado, o que permite uma transmissão das tensões mais eficaz, o que não se verifica relativamente à secção A.

Na secção A, existe um alívio na soleira do túnel que origina maiores deslocamentos, como também maiores esforços no suporte colocado. Isto resulta em suportes economicamente menos viáveis, já que existem concentrações de esforços em zonas mais angulosas, que obriga a um suporte mais exigente nessas zonas. Nestes pontos ocorre uma transmissão de esforço axial para transversal, que corresponde a grandes forças de corte e, consequentemente, grandes momentos fletores. Essa secção apresenta, contudo, volumes escavados inferiores, o que pode ser vantajoso. Enquanto que numa secção circular existem volumes escavados superiores, por vezes inúteis, e com necessidade de serem posteriormente preenchidos. Sendo assim, em secções circulares, é frequente ocorrerem aterros junto à soleira para elevar à cota desejada. Mesmo assim, é proveitoso em muitos casos escavar uma secção circular, porque origina esforços menores no suporte, logo suportes menos dispendiosos.

Torna-se necessário, como não podia deixar de ser, fazer uma análise económica prévia, para verificar a solução que melhor se adequa, tendo em consideração todos os fatores que se associam a este tipo de obras.

5.1.2.2. Elementos em cedência

Os elementos que plastificam nas proximidades da escavação apresentam-se na Fig. 5.6, para os modelos M3 e M4.

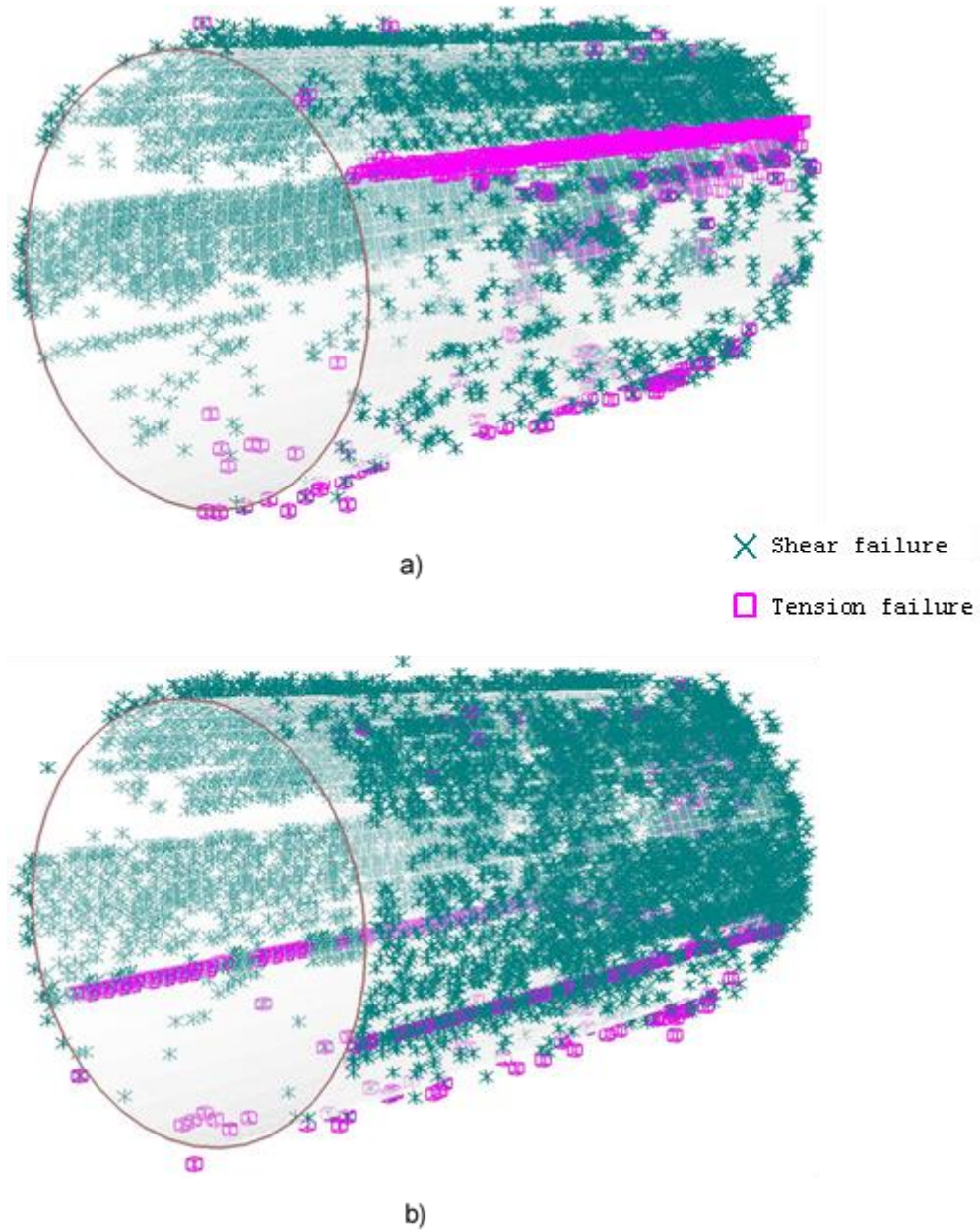


Fig. 5.6 - Elementos em cedência nos modelos: a) M3; b) M4.

Neste caso verifica-se uma redução de elementos que entram em cedência, quando comparando com a secção A. As roturas relativas à tensão normal (alívio do maciço), tanto em M3 como M4, passam a ser muito reduzidas, e praticamente coincidentes com a interface entre G5 e G4. Essa tendência, juntamente com a redução das zonas de rotura por corte, relaciona-se com a forma circular da secção, e como visto anteriormente, a transmissão de tensões com uma secção deste tipo, é altamente eficaz,

quando comparada com uma secção tipo A. Os pontos em cedência são muito reduzidos no maciço G4, contrariamente ao verificado em M1 e M2.

5.1.2.3. Análise em deslocamentos

No que diz respeito ao estudo de deslocamentos em M3 e M4 é necessário, tal como em relação a M1 e M2, retirar a componente de deformação relativa à fase inicial. Esta componente em M3 e M4 é a mesma que se verificou em M1 e M2, respetivamente (ver Fig. 4.20). Observa-se na Fig. 5.7 os deslocamentos totais na envolvente dos modelos na última fase de cálculo, retirando a componente que corresponde à fase 1.

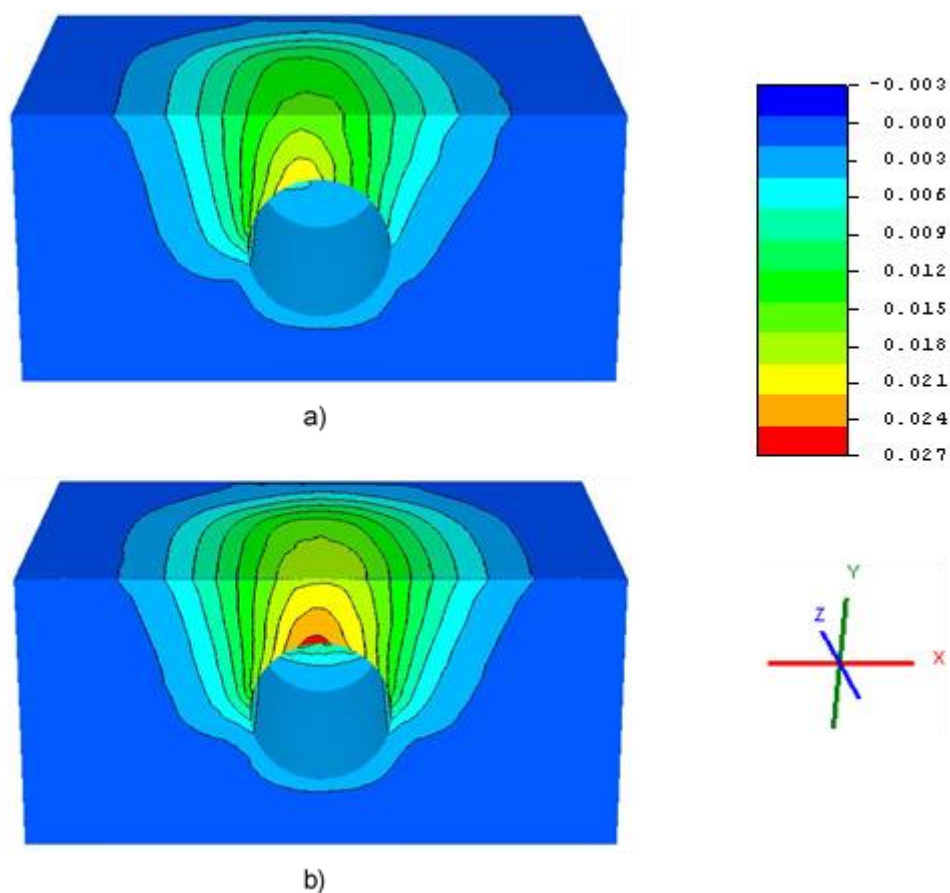


Fig. 5.7 - Deslocamentos totais na fase 75, em relação à fase 1, nos modelos: a) M3; b) M4 [m].

De forma semelhante, M3 tem uma deformada com um desvio em relação ao eixo do túnel para o lado em que o estrato de solo G5 atinge profundidades superiores. Neste modelo, os deslocamentos máximos são cerca de 20 mm no coroamento do túnel e 15 mm à superfície. Em comparação, M4 exibe uma deformação praticamente simétrica em relação ao eixo, em que algum desvio é dependente da escavação sequencial, nomeadamente a que resulta da existência de uma galeria transversal. Os deslocamentos máximos ocorrem para o coroamento e valem aproximadamente 26 mm. Já à superfície

atingem-se deslocamentos na ordem dos 20 mm. Como seria de esperar, é comprovado que os deslocamentos em M3 são inferiores, uma vez que se trata de um maciço mais competente.

Tal como na secção A, também aqui se vão comparar os deslocamentos verticais à superfície na coordenada $z = 5$ m (Fig. 5.8).

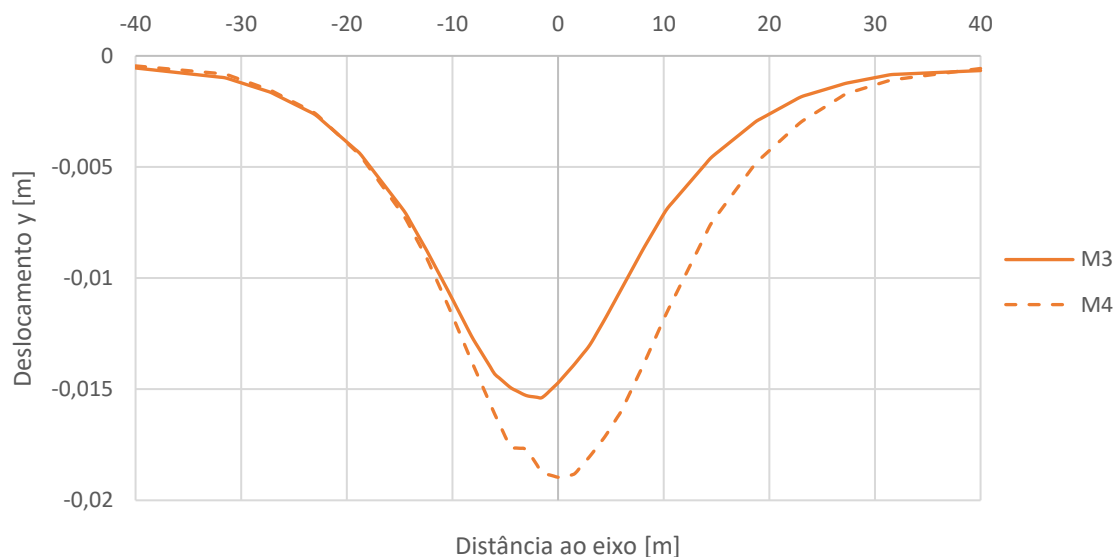


Fig. 5.8 - Assentamentos (y), relativamente ao eixo do túnel, $z=5$ [m].

Na Fig. 5.8 constata-se um comportamento muito semelhante ao da Fig. 4.22. Os assentamentos em M3 são cerca de 15 mm, e em M4 aproximadamente 19 mm. Existe uma redução ligeira comparativamente aos assentamentos verificados na secção A, o que à primeira vista pode parecer estranho, já que a secção escavada passa a ter uma dimensão superior. Neste sentido, a Fig. 5.9 mostra a evolução dos deslocamentos à superfície ao longo das fases de cálculo, no ponto (0;121,5;5) que corresponde ao ponto sobre o eixo do túnel (ponto no eixo da curva da Fig. 5.8).

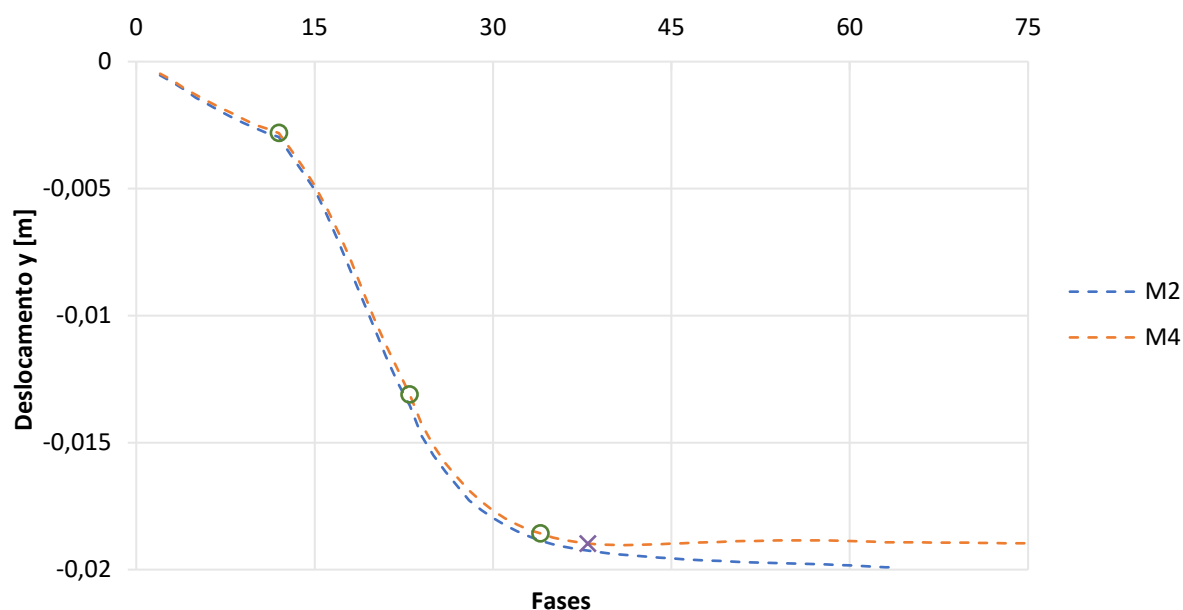


Fig. 5.9 - Deslocamento y ao longo das fases de cálculo, no ponto (0;121.5;5).

Esta representação (Fig. 5.9), foi admitida para os modelos com perfil geológico simétrico, já que o ponto em questão, corresponde ao maior deslocamento à superfície e encontra-se praticamente sobre o eixo do túnel. Intuitivamente se apercebe que as curvas têm uma correspondência grande até certa altura. Os círculos assinalados dizem respeito às fases 12, 23 e 34. Atente-se que as fases referidas dizem respeito às fases anteriores ao início de escavação de cada secção parcial. Por outras palavras, esses pontos traduzem posições de “viragem” da curva. O ponto 34 corresponde ao ponto anterior ao início de escavação do segundo rebaixamento (apenas M4). A partir desse ponto inicia-se uma alteração entre as curvas, que ainda se mantêm próximas até à fase 39 (assinalada “x”), na qual a escavação deste rebaixamento se encontra em $z = 5$ m. A partir dessa fase o deslocamento entre os modelos varia de forma mais significativa. Daqui se conclui que a forma circular, se traduz numa secção mais equilibrada, como anteriormente referido, na qual os deslocamentos estabilizam mais rapidamente.

5.2. ANÁLISE COMPARATIVA

Neste momento, depois de calculadas as secções A e B, vão ser comparados os deslocamentos superficiais na secção $z = 5$ m. Para isso vão-se recorrer aos modelos M1 (secção A) e M3 (secção B). Os modelos M2 e M4 não vão ser utilizados nesta comparação, já que eles não traduzem a situação real do perfil geológico.

As secções S2 e S3 identificadas na Fig. 5.10, correspondem às secções para as quais existe monitorização *in situ* que permitiu a medição de assentamentos reais. Esta figura corresponde a parte da Fig. 4.2, incluindo as secções em causa.

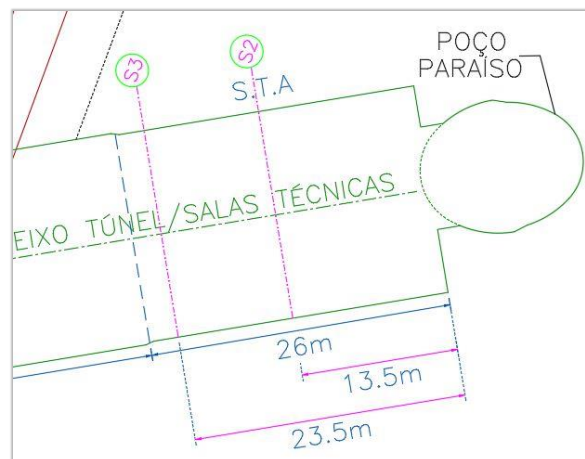


Fig. 5.10 - Localização de S2 e S3 em planta.

A secção S3, corresponde a uma secção transversal A. No entanto, está a uma distância de 2,50 m da secção B. Por este motivo é que se modelou uma secção B.

Nesse sentido foram então comparados os deslocamentos y obtidos em M1 e M3, que se encontra na Fig. 5.11. Adicionalmente representam-se os deslocamentos reais medidos nas secções S2 e S3.

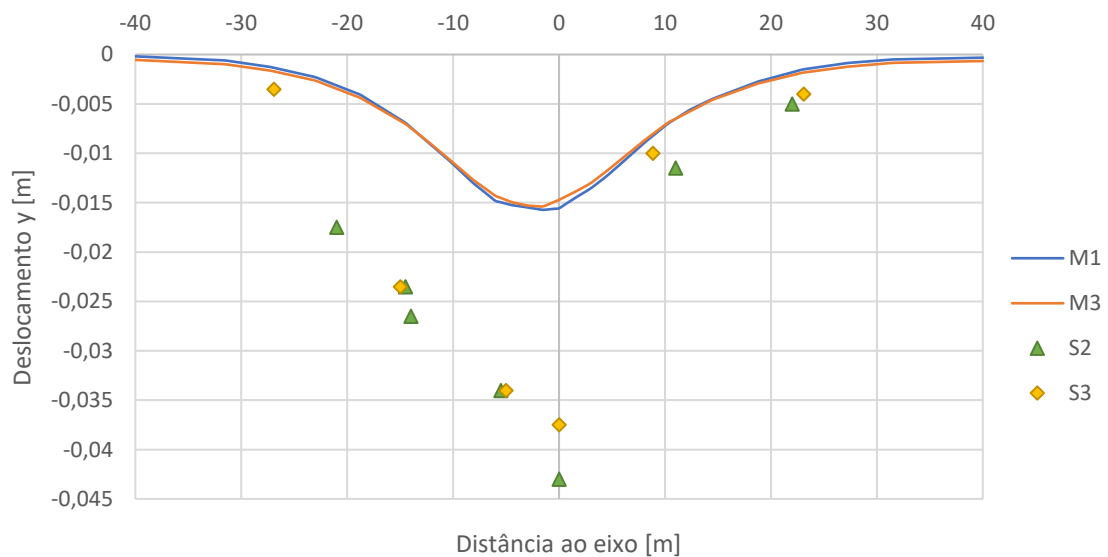


Fig. 5.11 - Comparação dos assentamentos entre M1 e M3, com S2 e S3.

Já à partida se verifica que M1 e M3 têm uma curva de deslocamentos verticais muito próxima. A figura elucida, além disso, que os deslocamentos obtidos em M1 e M3 são consideravelmente inferiores aos obtidos durante a construção, em particular a partir do eixo para o lado com maciço menos competente. No entanto, no lado em que o maciço G4 é proeminente, estes têm uma relação mais ajustada.

Como se observam diferenças muito elevadas, vai-se proceder a tentativas de ajuste da curva de M1. O modelo M3, visto que as diferenças entre deslocamentos dos 2 modelos são insignificantes, não vai ser considerado nesta análise.

Para um ajuste inicial vão ser alterados os parâmetros de resistência (c' e ϕ') e o parâmetro de deformabilidade, E. As alterações efetuadas vão ser feitas de forma independente entre 2 tipos de parâmetros descritos. Caso se verifique necessário algum ajuste combinado entre estes, isso será executado posteriormente. Desde já se refere que E_0 corresponde à denominação do módulo de deformação inicial modelado. Relativamente aos resultados verificados em campo, por simplificação, vão ser apenas considerados os que dizem respeito a S2, visto serem mais elevados. Os parâmetros foram alterados somente nos estratos G7, G5 e G4, admitindo a mesma redução percentual das propriedades consideradas para o ajuste das deformações, de igual valor nos 3. Esse ajuste foi realizado modificando os parâmetros resistentes e de deformabilidade, tal como se ilustra no Quadro 5.1. O estrato rochoso G3 manteve-se inalterado em todos os casos. Esta análise encontra-se na Fig. 5.12.

Quadro 5.1 - Valores dos parâmetros de resistência e rigidez para as modelações ajustadas.

Ajustes modelados	G7			G5			G4		
	(c'=0kPa; ϕ' =28°; E=40MPa)			(c'=30kPa; ϕ' =35°; E=150MPa)			(c'=100kPa; ϕ' =40°; E=500MPa)		
	c' [kPa]	ϕ' [°]	E [MPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	E [kPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	E [kPa]
90%.[c'; ϕ']	0	25,2	-	27,0	31,5	-	90	36,0	-
80%.[c'; ϕ']	0	22,4	-	24,0	28,0	-	80	32,0	-
70%.[c'; ϕ']	0	19,6	-	21,0	24,5	-	70	28,0	-
60%.[c'; ϕ']	0	16,8	-	18,0	21,0	-	60	24,0	-
25%.E0	-	-	10,0	-	-	37,5	-	-	125,0
50%.E0	-	-	20,0	-	-	75,0	-	-	250,0

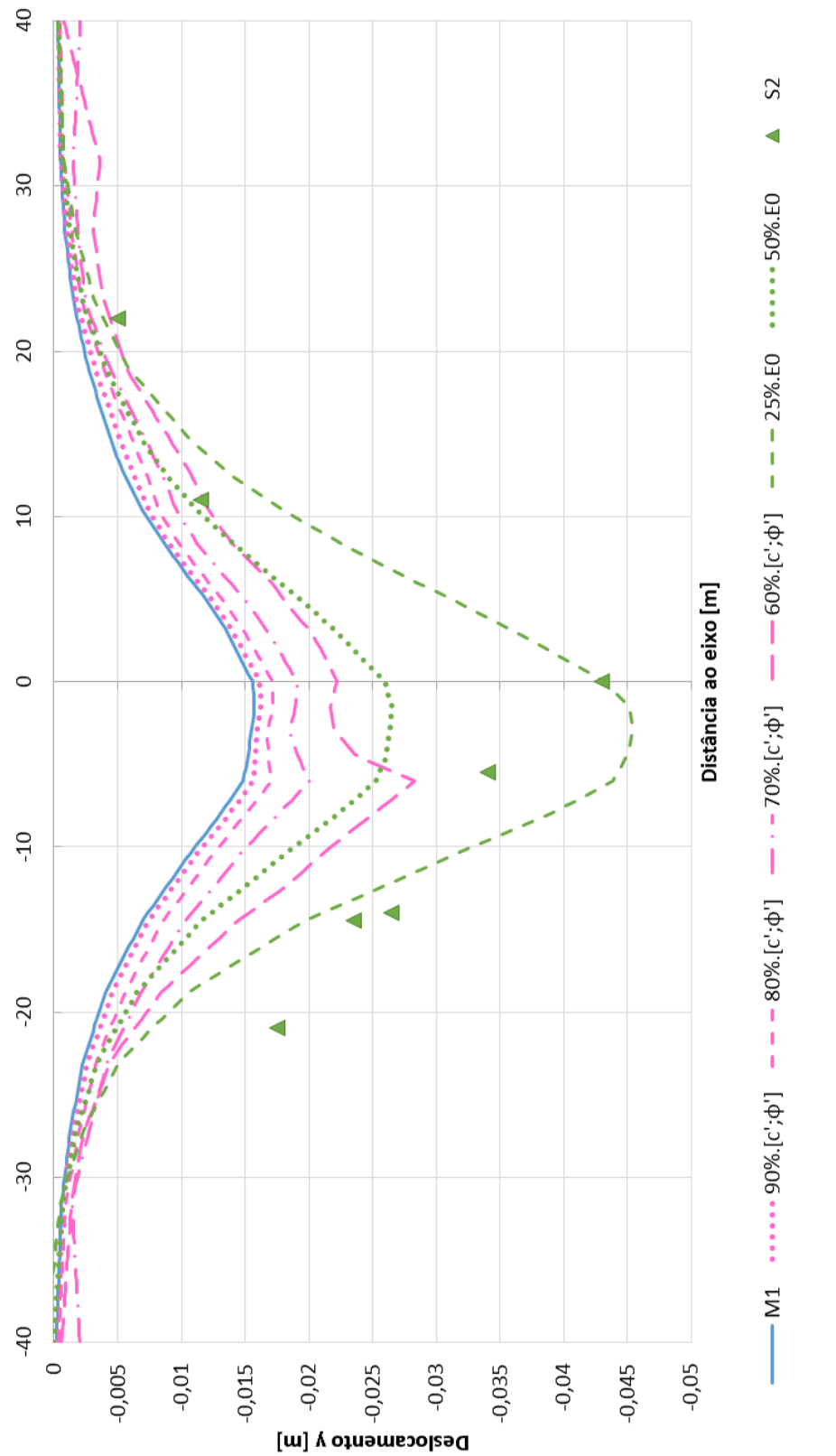


Fig. 5.12 - Curvas de assentamentos superficiais [m], dos ajustes de c' e ϕ' , e E .

Atente-se, a partir da Fig. 5.12, a melhor correspondência aos assentamentos *in situ* corresponde a $25\% \cdot E_0$. Esta correlação com um módulo de deformação consideravelmente inferior, deve-se à grande variabilidade que este parâmetro sofre, com o aumento de deformações, ϵ . Para essa compreensão, a Fig. 5.13 é mais exemplificativa.

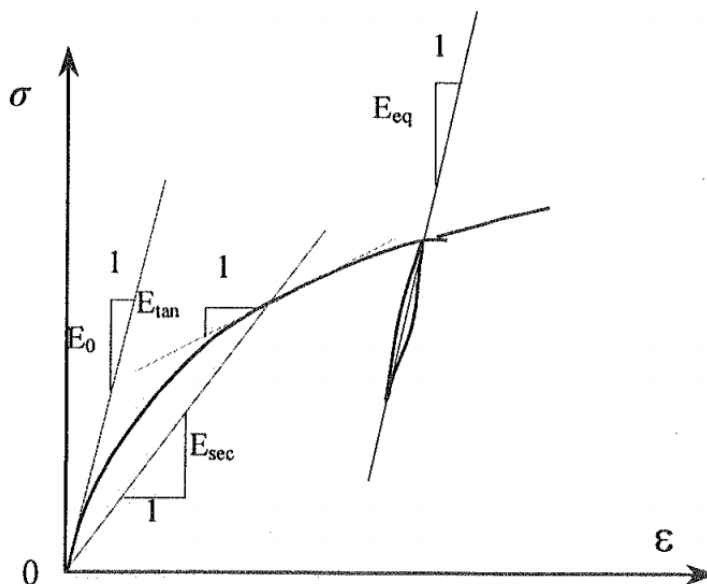


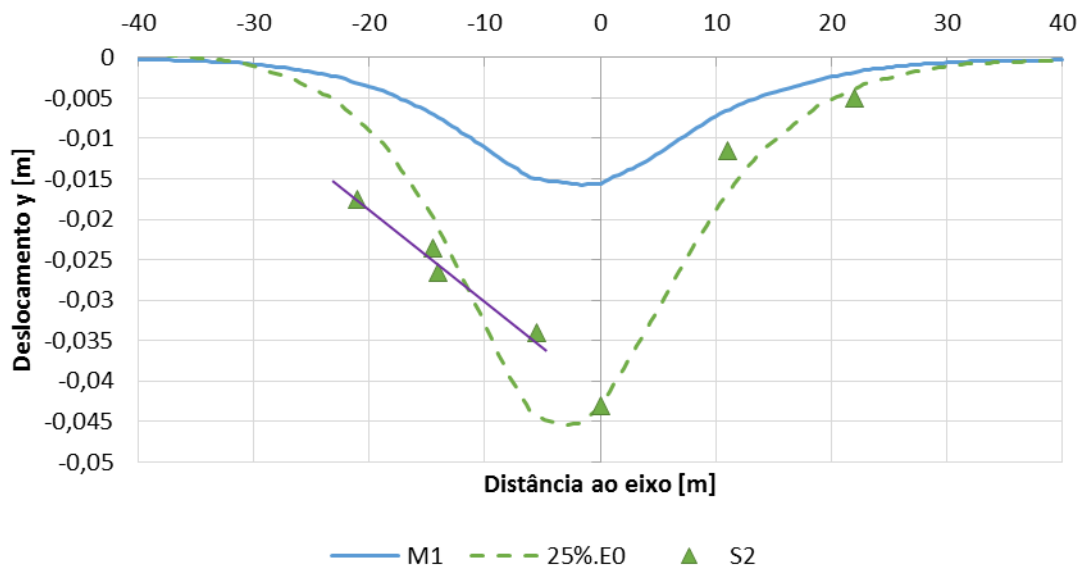
Fig. 5.13 - Determinação de E (Correia, 2004).

Tal como a Fig. 5.13 mostra, E é determinado traçando uma tangente à curva σ - ϵ . Quando isso é executado com o ponto inicial, obtém-se a rigidez inicial, que é máxima e denominada por E_0 . À medida que as deformações evoluem, o valor de E reduz significativamente, e para um determinado ponto σ - ϵ , está designado por E_{tan} . De forma distinta pode ser determinado um módulo secante associado a determinado ponto, E_{sec} . Por último, identifica-se E_{eq} , que corresponde ao módulo de descarga-recarga, em que é associado à amplitude da deformação.

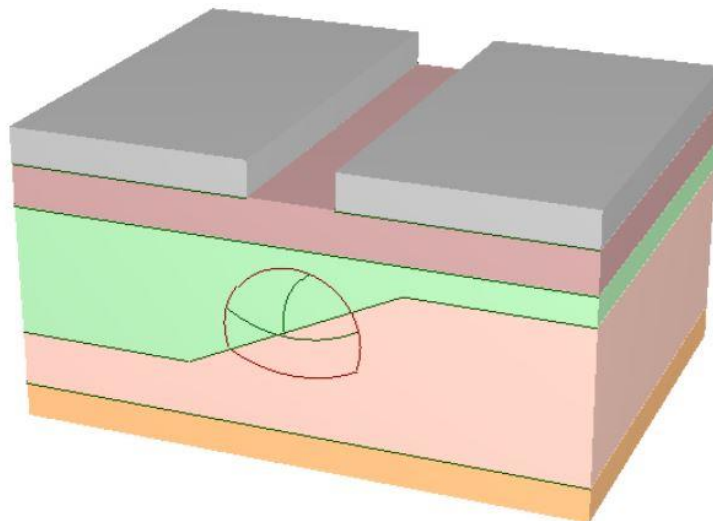
O E_{sec} corresponde ao módulo adotado no modelo, representando, portanto, uma deformabilidade média para um dado nível de tensão. Todavia, constata-se que se trata de um E sobrestimado.

Assim se pode concluir que uma variação de E deve ser executada em diversas modelações, pois trata-se de um parâmetro muito variável. Com a variação deste parâmetro de deformabilidade, constata-se efetivamente variações de assentamentos significativas.

Tal como foi verificado a grandeza dos assentamentos foi atingida admitindo 25% da rigidez inicialmente modelada. No entanto, a curva ainda não ajusta de forma satisfatória os assentamentos verificados *in situ*. Os pontos verificados no campo, apresentam uma variação linear tal como a Fig. 5.14 sugere. Isto acontece uma vez que foi modelada uma carga superficial de 50 kN/m^3 , o que traduz a carga introduzida pelos edifícios à superfície. Todavia, os edifícios têm uma rigidez associada, que com uma carga superficial não é admitida, uma vez que uma sobrecarga possui rigidez nula.

Fig. 5.14 - Ajuste linear dos pontos *in situ*.

Neste sentido, procedeu-se à modelação, partindo da modelação relativa a $25\%.E_0$, e substituiu-se a carga superficial por um material. Esse material tem 5 m de altura e um $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$. Quanto à rigidez considerou-se um valor simplificado de $E = 1.5 \text{ GPa}$, que corresponde a $10\%.E_{\text{betão}} = 15 \text{ GPa}$. Foi admitida uma relação simples de edifícios com divisões de paredes com 0,50, a cada 5m, daí a relação de 1/10 entre o módulo de deformabilidade considerado (1,5 GPa), e o módulo assumido para o material (15 GPa). Este modelo, designado de “Edifício Rígido”, apresenta-se na Fig. 5.15.

Fig. 5.15 - Modelo $25\%.E_0$, considerando rigidez dos edifícios.

Tendo este modelo em consideração, associa-se a curva de assentamentos nas mesmas condições dos outros modelos, presente na Fig. 5.16.

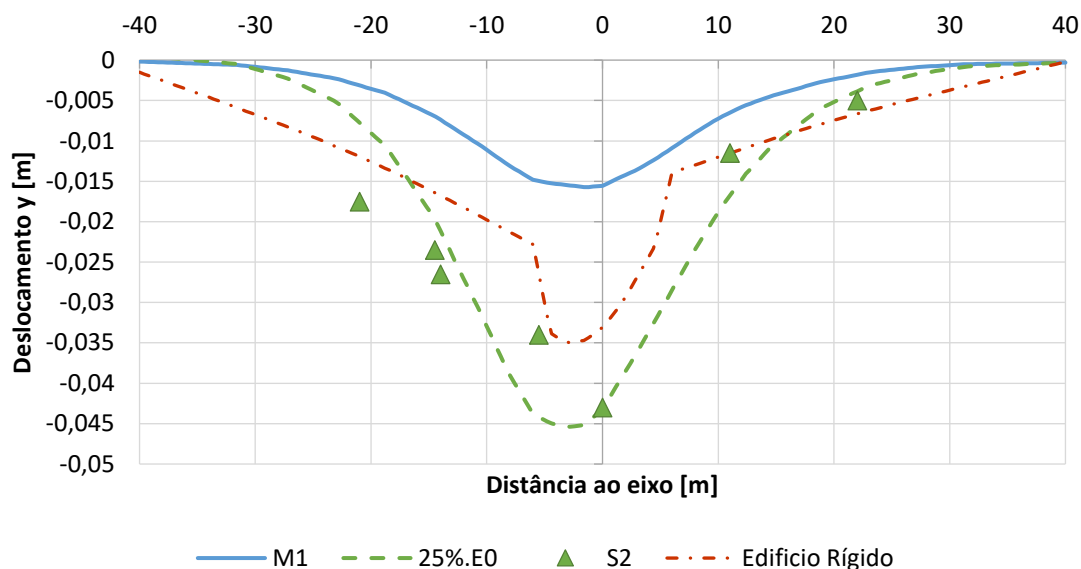


Fig. 5.16 - Ajuste da curva de assentamentos, considerando rigidez dos edifícios.

Como se constata, a curva do “Edifício Rígido” não se traduz numa melhor solução quanto à grandeza dos assentamentos. Porém, passa a existir uma variação linear dos deslocamentos verticais ao longo da zona enquadrada por estes. Esta solução final, como se compreende com facilidade, não se traduz numa melhor solução, mas permite analisar a importância da modelação correta das cargas superficiais.

A partir desta solução poder-se-iam modelar outras soluções que permitissem um melhor ajuste com a solução *in situ*. Todavia, por falta de disponibilidade, essa opção não foi aqui tomada. Mesmo assim, este modelo foi aqui inserido, já que permite ter em consideração a importância da rigidez das estruturas à superfície na previsão dos assentamentos, considerando-se um importante tópico para desenvolvimentos futuros.

6

MODELO HIPERBÓLICO

6.1. ENQUADRAMENTO

Tal como referido no capítulo anterior, o facto de se considerar uma rigidez constante, pode resultar numa curva de assentamentos superficiais irrealista. Ao constatar deficiências nessa modelação, foi considerada uma rigidez variável, em vez da rigidez isotrópica do modelo elástico perfeitamente plástico, para tentar identificar se esta modelação é mais coerente com o que é verificado *in situ*.

Neste sentido vai-se recorrer ao caso de estudo inicial do capítulo 3, e vão ser analisadas variações entre as duas modelações. Como neste caso base se recorreu a um modelo 2D vazio, a partir desse, ser determinados os valores dos parâmetros de rigidez para o modelo hiperbólico de Duncan-Chang. Para a melhor compreensão dos parâmetros envolvidos, descreve-se em seguida o modelo hiperbólico de Duncan-Chang.

Importa, desde já referir, que neste capítulo vai ser feita uma relação bidimensional do modelo hiperbólico somente com o caso de estudo do capítulo 3.

Numa fase posterior, vão ser tidas algumas considerações quanto à modelação tridimensional para os dois casos de estudo.

6.2. DESCRIÇÃO DO MODELO HIPERBÓLICO

O modelo hiperbólico de Duncan-Chang (1970) tem utilidade na simulação de solos, inclusive porque foi desenvolvido através de ensaios triaxiais em solos. Este assume uma relação de tensão-deformação hiperbólica (Autodesk, 2017).

Sendo assim, deixa-se de ter um modelo elástico perfeitamente plástico, mas recorrendo, de igual forma, ao critério de rotura de Mohr-Coulomb, descrito em 3.2.5.

Nesse sentido, a equação 6.1, representa a equação da hipérbole, associada a um ensaio triaxial.

$$(\sigma_a - \sigma_r) - (\sigma_{ac} - \sigma_{rc}) = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} \quad (6.1)$$

Sendo,

σ_a e σ_r , as tensões axial e radial, respetivamente, num instante arbitrário;

ε_a a deformação axial num instante arbitrário;

⁹ (Silva Cardoso, 2017)

σ_{ac} e σ_{rc} , as tensões axial e radial de consolidação, respetivamente;

a e b, são constantes determinadas a partir dos resultados do ensaio triaxial.

Simplificando a equação anterior, e escrevendo em relação às direções principais, obtém-se a equação 6.2

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad (6.2)$$

Sendo,

σ_1 e σ_3 , as tensões principais máxima e mínima, respetivamente;

ε_1 a deformação principal máxima, que no ensaio triaxial corrente, corresponde a ε_a .

Tal como descrito, os parâmetros a e b são constantes determinadas através dos resultados de um ensaio triaxial, e são definidos pelas equações 6.3 e 6.4, respetivamente.

$$a = \frac{1}{E_i} \quad (6.3)$$

Onde E_i corresponde ao módulo de deformabilidade tangente inicial.

$$b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (6.4)$$

Onde $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ corresponde à assíntota da curva hiperbólica. Este valor relaciona-se com a resistência do solo através do rácio de rotura, R_f (ver equação 6.5).

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (6.5)$$

De recordar que o subíndice f se refere à rotura.

De acordo com Duncan e Chang (1970), o valor de R_f encontra-se no intervalo 0,75-1,00 (Autodesk, 2017).

A determinação de E inicial é dada pela equação 6.6.

$$E_i = K \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (6.6)$$

Sendo,

K e n, parâmetros materiais adimensionais;

p_a a pressão atmosférica (101,3 kPa).

Apesar do modelo hiperbólico apresentar uma rigidez variável, o que poderá ser vantajoso, apresenta algumas limitações (Autodesk, 2017):

- A tensão principal média, σ_2 , não é considerada;
- Se ocorrer uma rotura extensiva, os resultados podem não ser fidedignos;
- A dilatação não é considerada;
- Os valores paramétricos introduzidos não são propriedades fundamentais do solo. Estes são apenas valores para um intervalo restrito de condições;
- O modelo é praticamente direcionado para análises quase-estáticas.

6.3. MODELO

6.3.1. DEFINIÇÃO DO MODELO

A definição deste modelo baseou-se, na maioria dos aspetos, no modelo 2D introduzido no ponto 3.4 com o mesmo fator de carga, $FC = 0.35$. A única alteração incidiu nos parâmetros de deformabilidade do solo residual. Neste momento não se trata de um E constante, mas definido pelo que foi descrito acima acerca do modelo hiperbólico de Duncan-Chang. O “Estrato rígido” foi mantido com uma análise elástica perfeitamente plástica.

Os parâmetros a introduzir no modelo hiperbólico são o “ K ” e o “ n ” que, tal como referido, são constantes materiais. Por este motivo, são valores característicos de cada tipo de material, e por isso determinados de forma empírica. Uma vez que a biblioteca destes valores para os mais distintos materiais é muito incompleta, não existiu forma de introduzir os valores típicos dos solos residuais do granito. Sendo assim, recorreu-se a um processo iterativo, no qual o critério de comparação correspondia aos assentamentos verificados à superfície sobre o eixo do túnel, e no coroamento. O objetivo desta análise vai ser baseada na interpretação das variações entre os dois modelos 2D, com a condicionante de um deslocamento à superfície igual.

De referir que existe uma segunda constante K associada à descarga/recarga, que aqui não vai ser considerada. Este parâmetro foi mantido igual ao valor de K .

Quanto à redução brusca de rigidez do solo a escavar (50 MPa para 50 kPa), foi admitido um $K = 1$. Esta variante foi introduzida para manter uma relação hiperbólica tanto no solo não escavado, como no escavado, já que se trata de uma zona com grande variabilidade quanto a tensões e deslocamentos.

Como ponto de partida do processo iterativo, foi calculado K a partir da equação 6.6, na qual $E_i = 50 \text{ MPa}$ e $\sigma_3 = p_a = 101.3 \text{ kPa}$. Deste modo, vem que $K = 50.000 \text{ kPa} / 101,3 \text{ kPa} \approx 494$. Apresenta-se na Fig. 6.1 a relação de K com os desvios relativamente à solução elasto-plástica perfeita, quanto aos deslocamentos verticais à superfície e no coroamento do túnel.

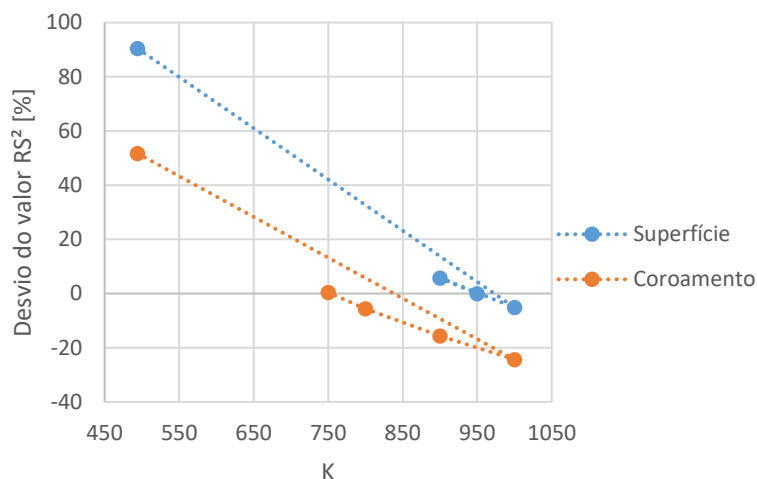


Fig. 6.1 - Determinação do K, em relação aos assentamentos à superfície e no coroamento.

Como o gráfico demonstra, os desvios são praticamente 0 em relação ao deslocamento à superfície, quando $K = 950$, e em relação ao coroamento, quando $K = 750$.

Como em todo o trabalho, foi dada mais importância aos deslocamentos à superfície, aqui vai ser tida a mesma consideração, pelo que os resultados associados ao modelo com $K = 950$ se analisam em seguida. Vai ser também feita, simultaneamente, uma análise comparativa com o modelo elasto-plástico perfeito, pelo que desde já se remete ao ponto 3.4.4 para eventuais comparações.

6.3.2. RESULTADOS FINAIS

Já à partida na análise de resultados deste modelo foram identificadas algumas situações que chamaram a atenção que, em modelos 3D se verificaram de grande importância. As situações 3D serão abordadas num ponto seguinte.

O estado de tensão verificado no modelo elástico perfeitamente plástico e no modelo hiperbólico é em tudo semelhante, e por este motivo, não vai ser aqui abordado. No entanto, os deslocamentos apresentam algumas incongruências no solo residual, já na geração do estado de tensão inicial. Estas ocorrem apenas para o solo residual, até porque foi apenas este que foi modelado com o modelo hiperbólico.

A Fig. 6.2 mostra que efetivamente que o modelo não apresenta uma continuidade ou uniformidade dos deslocamentos na geração do estado de tensão inicial. Todavia, estas diferenças podem-se considerar erros numéricos. Constatam-se deslocamentos de pequenas dimensões em zonas localizadas e, além disso, essas zonas com movimentos de sinais diferentes numa distância reduzida. Origina assim, uma representação com uns pontos de maiores deslocamentos no interior do maciço, sem introdução de nenhuma escavação.

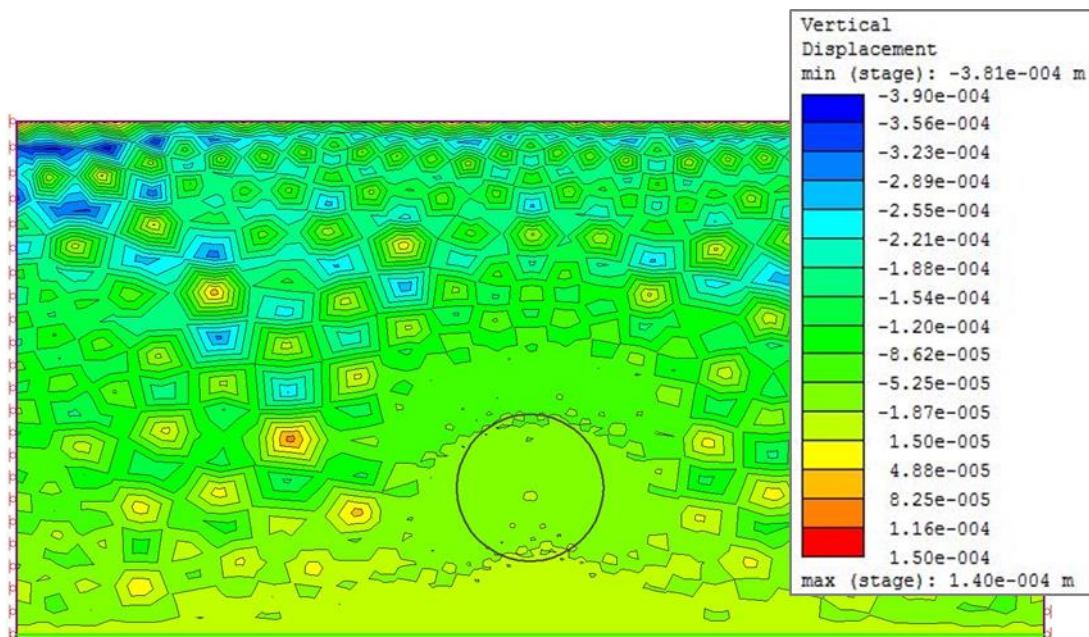


Fig. 6.2 - Deslocamentos verticais [m], na fase 1_2D.

Os deslocamentos verticais na fase final de cálculo encontram-se na Fig. 6.3.

Na fase final verifica-se uma deformada semelhante à verificada para uma rigidez constante. Porém com algumas variações de deslocamentos no modelo, até porque a relação com os deslocamentos no coroamento não é exata. Constata-se assim uma redução dos deslocamentos em profundidade, inclusivé dos deslocamentos positivos na soleira. Neste caso o deslocamento na soleira é de 4,18 mm, enquanto que no modelo elasto-plástico perfeito tinha o valor 1,15 cm.

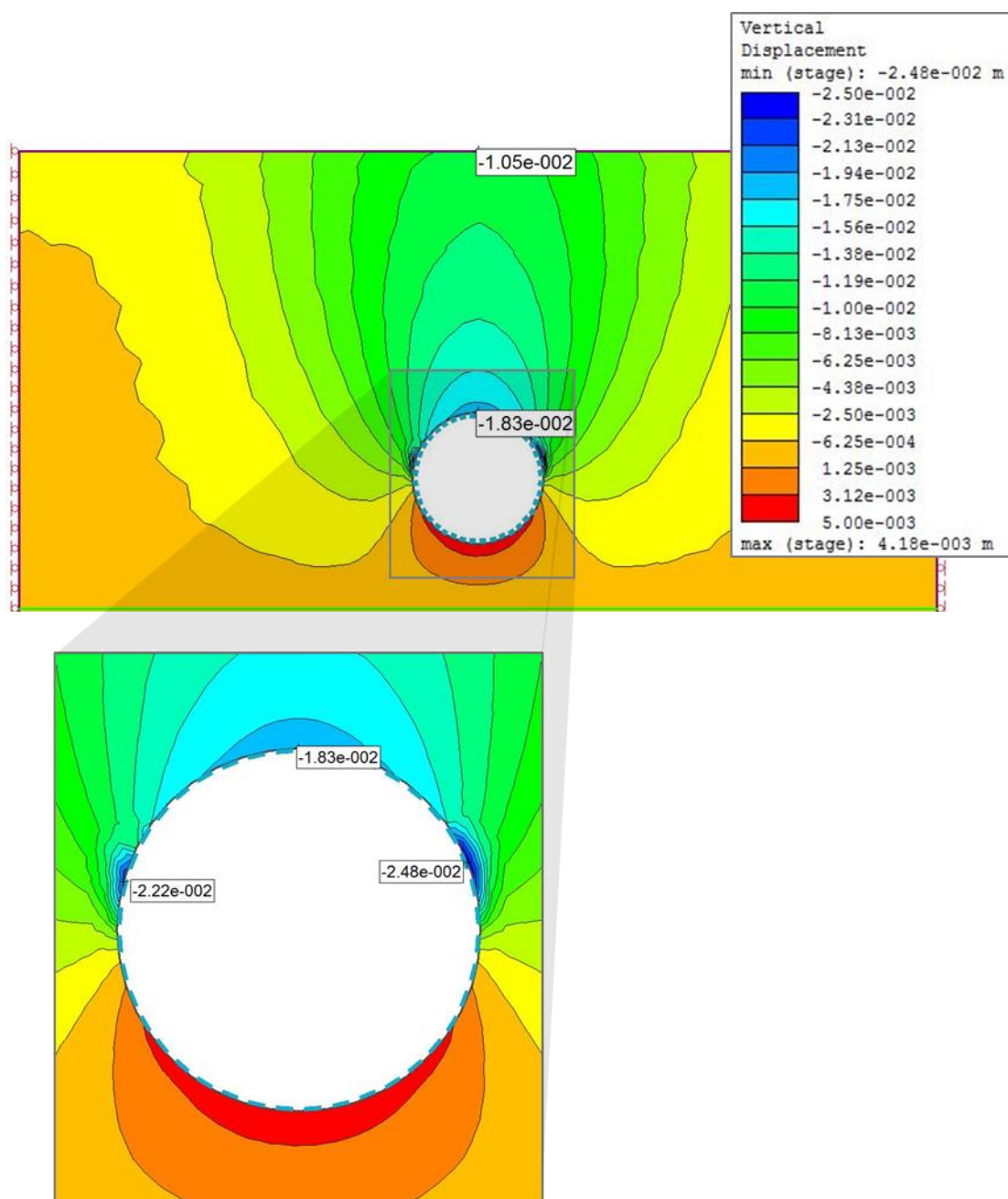


Fig. 6.3 - Deslocamentos verticais [m], na fase final de cálculo.

Além disso, a parte destacada mostra que os deslocamentos verticais negativos máximos deixam de ocorrer para o coroamento do túnel e passam a estar localizados na parte superior dos hasteais. Esta ocorrência poderia estar associada ao facto de este modelo estar associado a uma relação com os deslocamentos à superfície. No entanto, esta tendência existe também no modelo com $K = 750$, no qual os deslocamentos no coroamento têm valor praticamente igual ao verificado com o modelo elástico perfeitamente plástico, e que se confirma na Fig. 6.4. Esta figura corresponde apenas a um destaque da zona próxima da escavação, e não contém uma legenda visto que se pretende apenas demonstrar o fenómeno descrito.

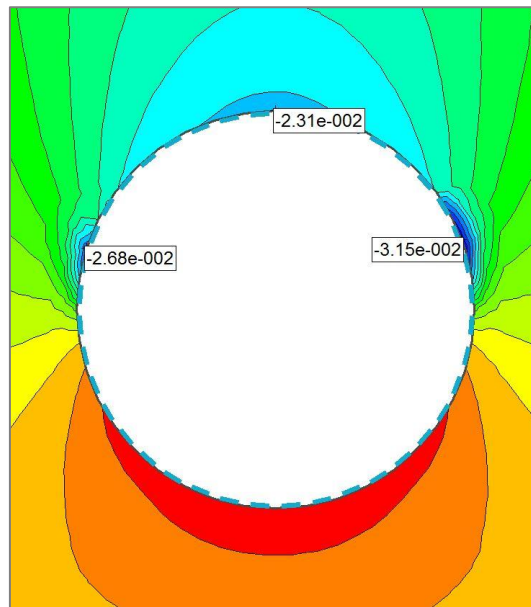


Fig. 6.4 - Deslocamentos verticais na proximidade da escavação. $K = 750$.

A Fig. 6.5 mostra o “strength factor” no modelo hiperbólico. Relembra-se que o *strength factor* corresponde à relação entre as tensões resistentes e as tensões instaladas. Naturalmente, o *strength factor* mínimo será 1, correspondendo a uma situação de cedência.

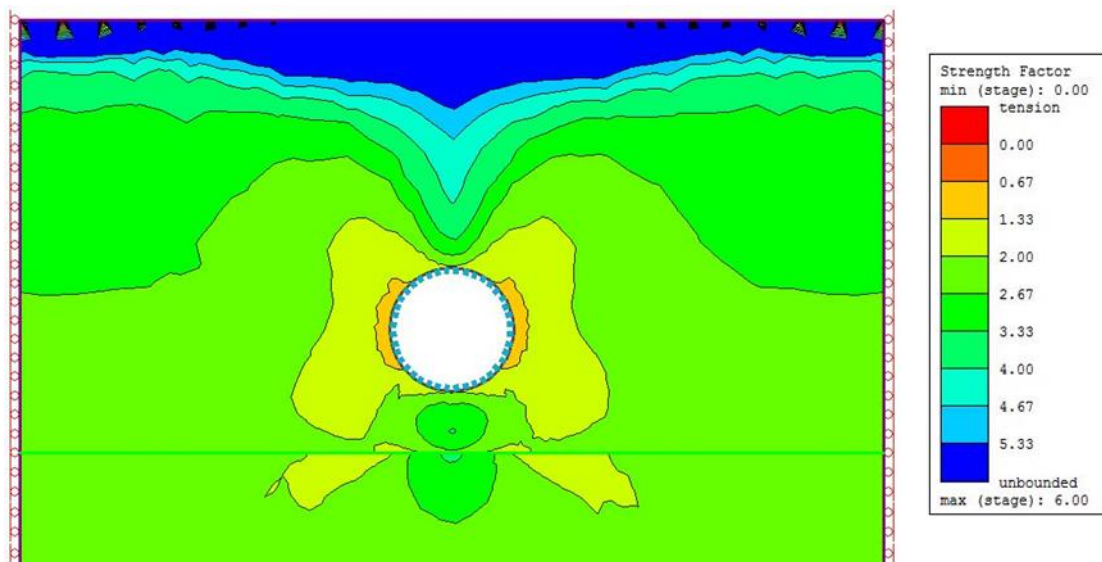


Fig. 6.5 - *Strength factor*.

O *strength factor* assemelha-se, em grande parte, ao modelo elástico perfeitamente plástico. Porém, comparando com o modelo analisado no capítulo 3, deixa de se verificar uma zona superficial com fatores mais reduzidos.

Relativamente às extensões volumétricas, as extensões totais e as plásticas são coincidentes, e por isso ilustram-se na Fig. 6.6 as extensões volumétricas plásticas. Tal acontece pois no modelo hiperbólico, em que as duas parcelas da deformação não são distinguíveis.

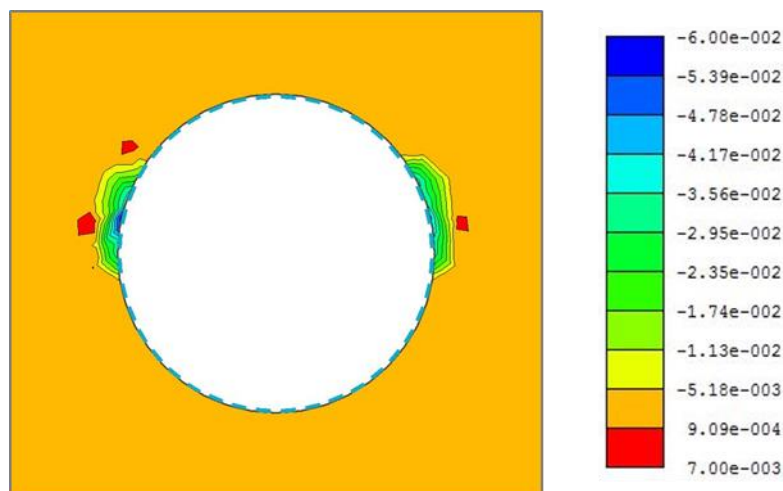


Fig. 6.6 - Extensões volumétricas plásticas.

6.3.3. ENSAIO TRIAXIAL

Numa fase seguinte, foi feita uma análise adicional, considerando a simulação de um ensaio triaxial. Para isso, foi modelado um solo com o $K=950$ numa análise axissimétrica, para obter uma relação com os provetes cilíndricos ensaiados numa câmara triaxial. A parte do modelo criado corresponde a um quadrado de 1,00 m x 1,00 m, e representa-se na Fig. 6.7, em conjunto com condições fronteira. Relembra-se que o solo modelado tem todos os parâmetros de resistência e de deformabilidade iguais ao solo residual do modelo hiperbólico. A representação corresponde à fase inicial, na qual é impedido o movimento na fronteira superior e no vértice inferior esquerdo. A fronteira esquerda tem impedimento em x , e a fronteira inferior é impedida em y . Observa-se ainda, a aplicação de uma carga de 250 kN/m² no limite superior para simular o estado de tensão instalado à profundidade do coroamento do túnel, correspondendo este a um valor aproximado. Com o $K_0=0.5$, é aplicada a tensão de confinamento de 125 kN/m². Esta fase inicial gera o estado de tensão inicial de consolidação.

As fases subsequentes correspondem a aplicação de pequenos deslocamentos verticais à fronteira superior. O valor destes incrementos corresponde a 4,00 mm ao longo de 50 fases, resultando num deslocamento final de 20,00 cm. Esta opção é tomada para permitir uma relação direta entre as deformações axiais e o faseamento do modelo.

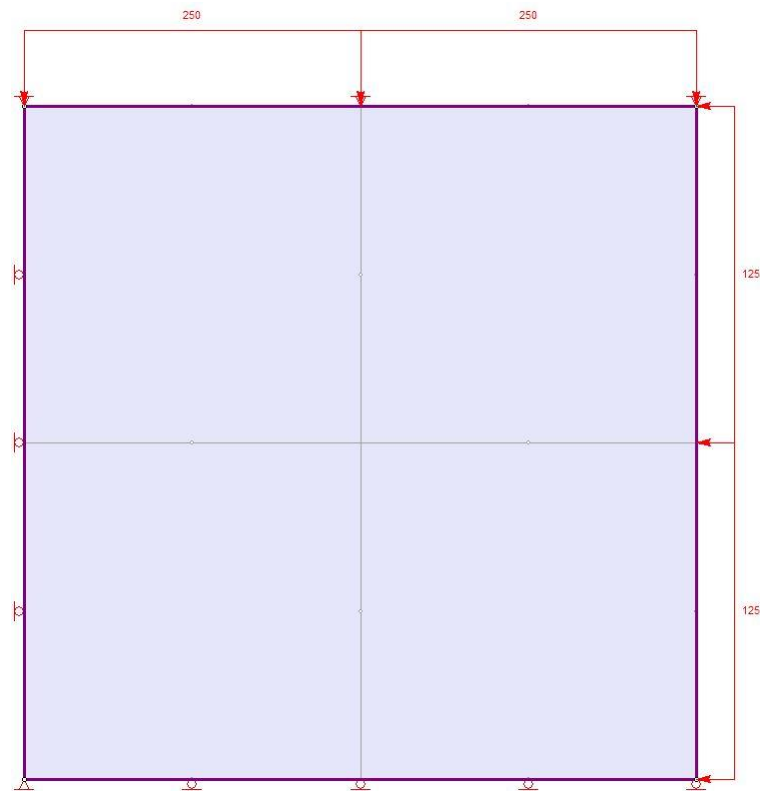


Fig. 6.7 - Modelo hiperbólico axissimétrico.

A obtenção da curva do ensaio triaxial foi obtida retirando os valores de σ_1 , σ_3 e os deslocamentos verticais no vértice superior direito, já que este corresponde ao ponto médio do provete (Fig. 6.8). Uma vez que o provete tem dimensão unitária, o deslocamento vertical nesse ponto corresponde à deformação axial, ϵ_a . Em ordenadas vem $2q$, sendo q a tensão de corte máxima e dado pela equação 6.7.

$$q = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_a - \sigma_r) \quad (6.7)$$

Sendo,

σ_a , tensão axial, que neste caso corresponde a σ_1 ;

σ_r tensão radial, que neste caso corresponde a σ_3 .

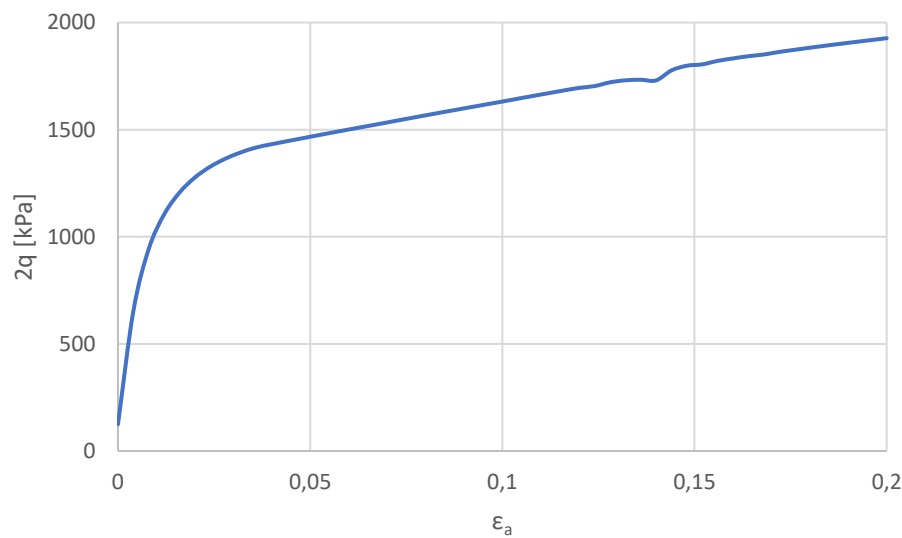


Fig. 6.8 - Replicação dos resultados de um ensaio triaxial.

6.4. ANÁLISE COMPARATIVA

Nesta fase, vai-se proceder a uma análise comparativa das curvas de deslocamentos verticais nos modelos elasto-plástico perfeito e no modelo hiperbólico.

A Fig. 6.9 apresenta a curva de deslocamentos verticais à superfície para os dois modelos. Esta representação permite constatar que à superfície o gradiente de deslocamentos é maior na zona mais próxima do eixo do túnel, devido à variação de rigidez.

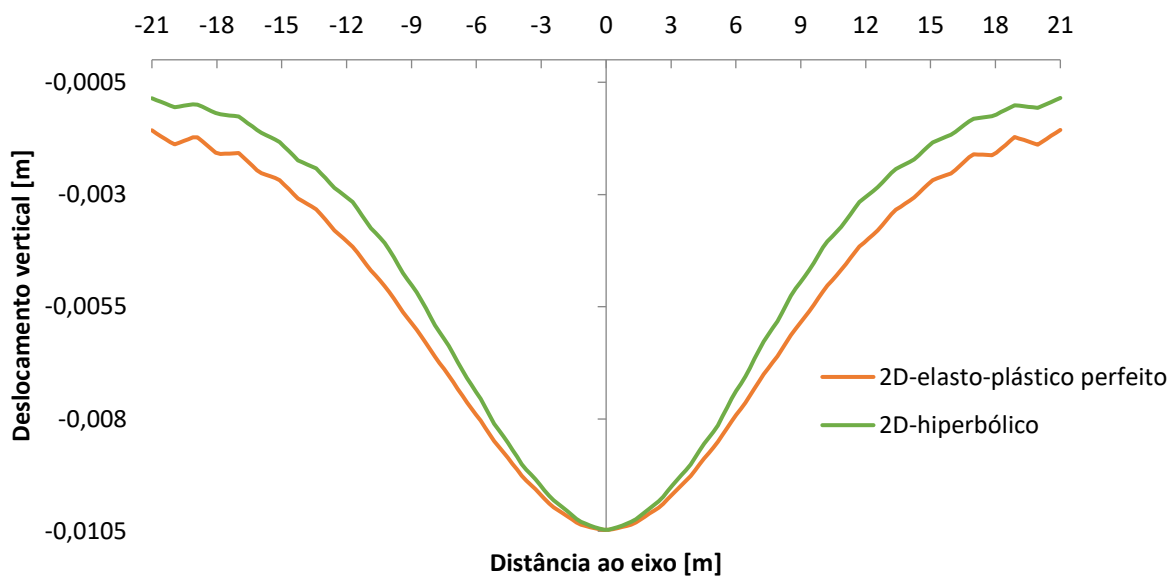


Fig. 6.9 - Deslocamentos verticais [m], à superfície.

Tendo em conta os deslocamentos verticais desde a superfície até ao coroamento do túnel, numa linha vertical, obtém-se o gráfico da Fig. 6.10.

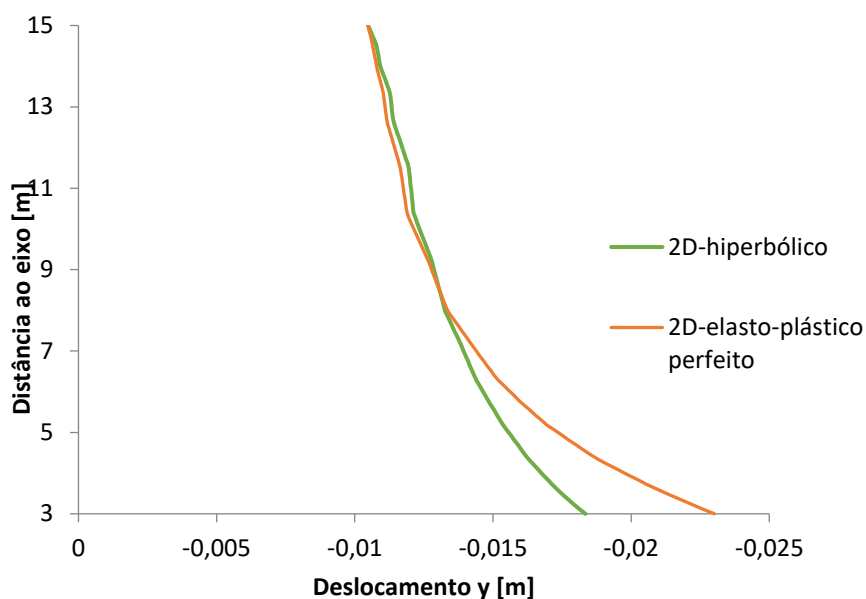


Fig. 6.10 - Deslocamento y [m], sobre o eixo do túnel para os dois modelos.

Neste caso, a variação é mais contida pois, havendo cedência do ponto de coroamento, como no modelo hiperbólico há um crescimento de resistência, as deformações são menores em comparação com um modelo perfeitamente plástico.

6.5. MODELOS 3D

Relativamente à modelação tridimensional do modelo hiperbólico, as incoerências numéricas verificadas para o modelo 2D, foram agravadas. Nos modelos 3D, em semelhança aos modelos 2D, o estado de tensão é corretamente gerado. No entanto, todos os modelos gerados 3D deixam de ser convergentes com este modelo, mesmo na fase inicial, na qual apenas se gera o estado de tensão. Além deste aspeto trazer alguma suspeita quanto à fidelidade dos resultados, também se traduz num cálculo excessivamente exigente e moroso (ordem de dias de cálculo).

Quanto ao estado de tensão não são identificadas nenhuma situação anómalas. Todavia, tal como no modelo 2D, apenas se identificam algumas incoerências na análise de deslocamentos.

Recorde-se que o processo de modelação 2D do modelo hiperbólico para o caso de base do capítulo 3, se baseia em relações diretas entre deslocamentos à superfície sobre o eixo do túnel a partir dos seguintes modelos:

Modelo 3D elasto-plástico perfeito → Modelo 2D elasto-plástico perfeito → Modelo 2D hiperbólico

O que se pretendia agora era utilizar o valor de K do modelo 2D hiperbólico e criar um modelo 3D. Desta forma, seria possível uma comparação mais correta entre os dois modelos tridimensionais. Isto

porque a relação entre o modelo elástico perfeitamente plástico e o modelo hiperbólico foi executada ao nível do estado plano de deformação. Compreender-se-ia que não seria uma relação exata, uma vez que se assumiram várias hipóteses, mas traduzir-se-ia numa análise de interesse.

Contudo, depois de calculado o modelo 3D com esses pressupostos, o programa apresenta apenas resultados para a fase 1. Considera as restantes fases como calculadas e de possível análise, mas não permite ver os seus resultados. Refere-se, ainda, que este cálculo foi um cálculo exigente com grande duração, o que não seria uma solução viável de análise fora do âmbito académico.

Deste modo, analisando os deslocamentos na Fig. 6.11, mesmo sem a introdução de uma escala, já que se pretende apenas identificar que a envolvente do modelo apresenta incongruências na fase inicial.

No entanto, indicam-se em seguida, os valores máximos absolutos para cada caso:

- Deslocamento horizontal (x) $\approx 0,45$ mm;
- Deslocamento vertical (y) $\approx 1,91$ mm;
- Deslocamento longitudinal (z) $\approx 0,27$ mm;
- Deslocamento total $\approx 1,91$ mm.

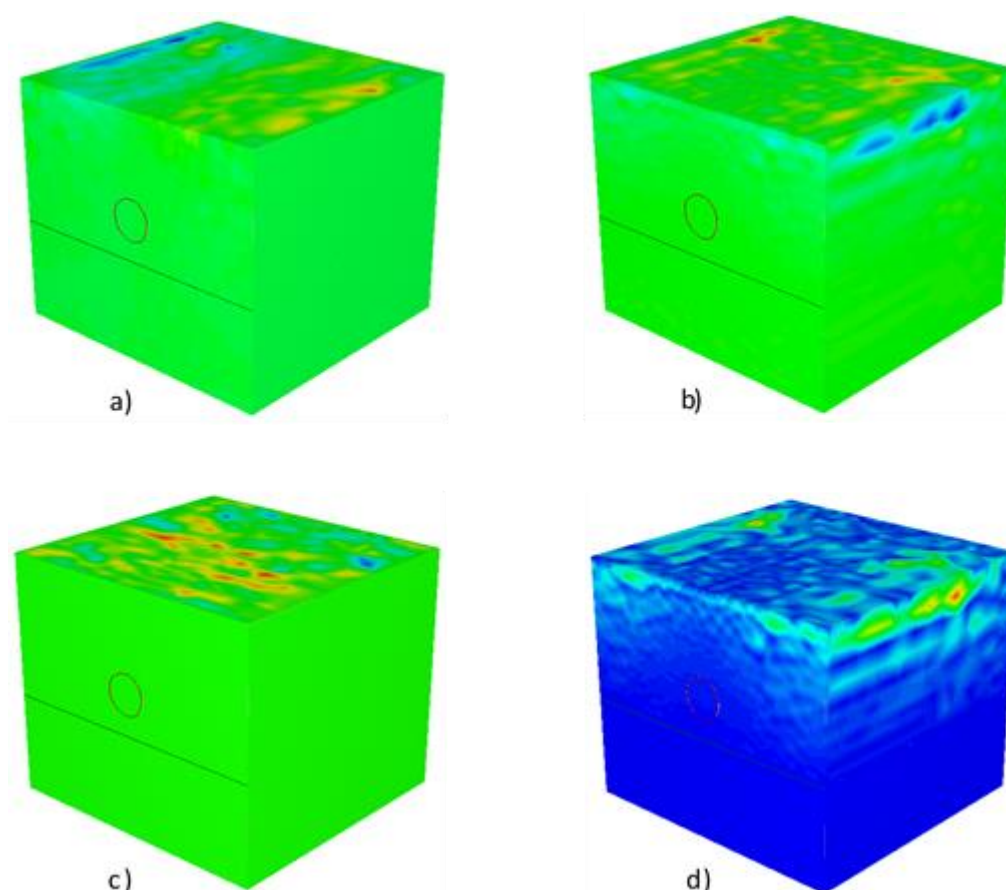


Fig. 6.11 - Deslocamentos: a) horizontais x ; b) verticais y ; c) longitudinais z ; d) totais.

Por se constatarem estas incoerências, foram feitos inúmeros modelos variando um grande número de aspetos, tal como: condições fronteira; parâmetros de resistência; parâmetros de deformabilidade (diversos valores de K); entre muitos outros.

Para o caso de estudo de Faria Guimarães foram admitidos diversos modelos hiperbólicos com grande variação de todos os parâmetros resistentes e de deformabilidade. Em todos os casos, obteve-se uma solução divergente na fase inicial. Neste caso de estudo, conseguiram-se obter resultados para a fase 2, que corresponde à escavação de 1 m na galeria lateral, e apresenta-se, na Fig. 6.12, um exemplo do que ocorre em todos os modelos independentemente do K arbitrados.

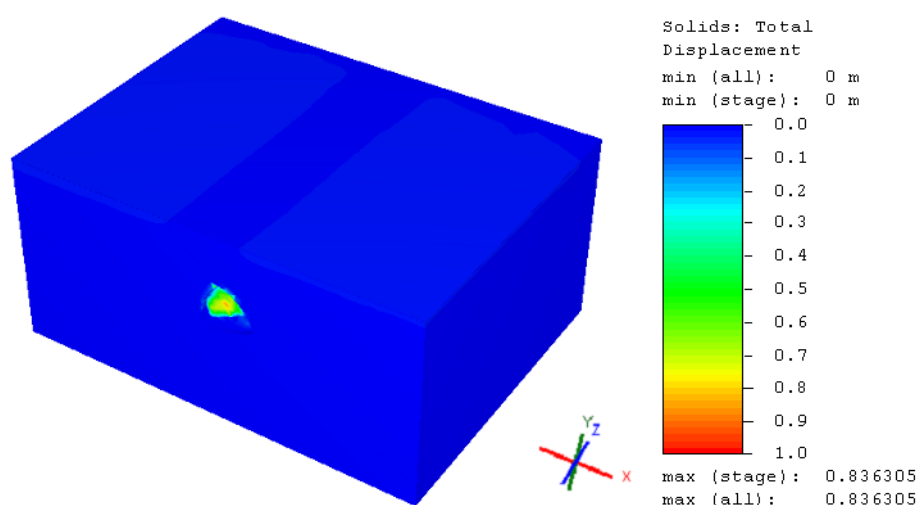


Fig. 6.12 - Deslocamentos totais [m], no caso de estudo de Faria Guimarães aplicando um modelo hiperbólico.

Pela Fig. 6.12 verifica-se uma concentração de deslocamentos (neste caso praticamente longitudinais), na galeria lateral, com valores elevados. No caso em questão obtiveram-se cerca de 84,00 cm.

Com este modelo, contactou-se a Rocscience para tentar averiguar se algo de errado estava a acontecer com o modelo hiperbólico, no qual se anexou o modelo relativo à Fig. 6.12. Mesmo assim, não foi identificado o problema, que se admite ser numérico. Foram ainda modeladas situações com valores elevados de resistência à tração, para os quais se obteve o mesmo resultado.

O modelo hiperbólico revelou dificuldades no processo de convergência, crendo-se que se trata de um problema no próprio algoritmo, o que não permitiu a conclusão dos cálculos com este modelo.

7

CONCLUSÕES

7.1. PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Após a conclusão desta dissertação é possível identificar alguns aspetos de interesse associados à construção de túneis superficiais em solos residuais do granito.

A modelação de uma escavação circular de 6 m de diâmetro num solo homogéneo (caso de estudo do capítulo 3) teve um contributo de muita importância para o autor relativamente ao funcionamento dos programas numéricos utilizados, como também relativamente aos resultados obtidos. Enunciam-se os seguintes contributos:

- Este caso de estudo permitiu associar o conhecimento adquirido durante o curso sobre o comportamento de túneis superficiais, com uma modelação tridimensional numérica;
- Através deste caso de estudo, o autor constatou as influências associadas a inúmeros aspetos modelados (modelação de suporte; faseamento de construção; aplicação de diferentes restrições; entre outros), e a necessidade de um rigor associado à criação de modelos numéricos;
- Foram verificadas as variações associadas às diferentes malhas de elementos finitos e constatou-se, assim, que o número de nós por elementos é o fator de maior relevância na qualidade da modelação;
- Por último, a comparação de soluções bidimensionais e tridimensionais de um modelo elástico perfeitamente plástico permite obter bons ajustes dos deslocamentos, embora nos modelos 2D focados em pontos específicos do modelo.

A modelação de um caso de estudo real, com a Estação de Faria Guimarães, além de permitir uma utilização de documentos de projeto e da sua interpretação, permitiu:

- Modelar uma escavação de grande dimensão transversal, a muito baixa profundidade;
- Constatar a importância de uma modelação correta dos estratos, uma vez que estes originam curvas de assentamentos à superfície distintas. Isto origina diferenças em vários aspetos nos quais se destacam os assentamentos diferenciais à superfície não esperados, como zonas em cedência muito distintas;
- Reconhecer variações entre o tipo de secção escavada. Nesta, verificou-se que uma secção circular estabiliza mais cedo, o que pode resultar em assentamentos inferiores. Além disso, este tipo de secções caracteriza-se por ter suportes mais leves;
- Identificar a necessidade de uma correta modelação do parâmetro de deformabilidade, E , já que este é muito variável em função do nível de deformação e é, talvez, o parâmetro mais decisivo na estimativa das deformações de um maciço terroso;

- Averiguar que a modelação da rigidez das construções superficiais pode ter uma componente muito importante, e que altera significativamente a forma e a grandeza dos movimentos observados no maciço e, em particular, dos assentamentos superficiais.

Quanto ao modelo hiperbólico de Duncan-Chang destaca-se o seguinte:

- A variação da rigidez (E) é uma variante que se pode traduzir numa modelação importante e, que pode constituir melhores soluções quanto às previsões de assentamentos;
- Foi possível identificar limitações do modelo hiperbólico com recurso a uma pesquisa bibliográfica, que enquadra a aplicabilidade deste, a situações mais particulares;
- O modelo hiperbólico revelou dificuldades no processo de convergência, crendo-se que se trata de um problema no próprio algoritmo, o que não permitiu a conclusão dos cálculos com este modelo.

7.2. ASPETOS ADICIONAIS

De referir, por último, que esta dissertação teve um enorme contributo para o autor. Aqui foram lembrados e assentes alguns conhecimentos de Geotecnia e Engenharia Civil em geral. Relativamente aos programas utilizados, a grande quantidade de modelos executados permitiu adquirir um conhecimento associado aos diversos aspetos que estes englobam, resultando assim, numa abordagem futura mais fiável e confiante. As conclusões retiradas foram um meio de compreensão da importância de uma correta modelação e da necessidade, em certos casos, da modelação de alguns casos adicionais.

Em desenvolvimentos futuros sugere-se, tal como referido anteriormente, um estudo mais aprofundado do modelo hiperbólico, verificando a fiabilidade deste. Destaca-se ainda, de grande interesse, um estudo que contemple a rigidez dos edifícios e, eventualmente, comparando com casos reais, a importância de uma modelação que tenha esse aspeto em consideração.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA E SOUSA, J. (1998) - Túneis em maciços terrosos: comportamento e modelação numérica. Coimbra: [s.n.].
- AUTODESK (2017) - Duncan-Chang Theoretical Description [Em linha]. [Consult. 01/04/2017]. Disponível em WWW: <URL: http://download.autodesk.com/us/algos/userguides/mergedprojects/setting_up_the_analysis/nonlinear/materials/Duncan-Chang_Theoretical_Description.htm>.
- CORREIA, A. (2004) - Características de deformabilidade dos solos que interessam à funcionalidade das estruturas. CEC-GEO - Artigos em Revistas Nacionais [Em linha]. 103-122.
- HOEK, E.; CARRANZA-TORRES, C.; CORKUM, B. (2002) - Hoek-Brown failure criterion - 2002 Edition. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 2001 [Em linha]. 1: 267-273.
- HUB, Porto. Innovation (2017) - A construção dos túneis do Metro do Porto, Faria Guimarães e Túnel J. Porto.
- KARAKUS, Murat; FOWELL, R. J. (2004) - An insight into the New Austrian Tunneling Method (NATM). In ROCKMEC'2004-VIIth Regional Rock Mechanics Symposium. Turquia: 2004.
- LABUZ, J.F.; ZANG, Arno (2012) - Mohr-Coulomb Failure Criterion. Rock Mechanics and Rock Engineering [Em linha]. November 2012. 975-980.
- LITTLE, A. (1969) - The engineering classification of residual tropical soils. In 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico City: 1969. p. 1-10.
- MATOS FERNANDES, M. (2011) - Mecânica dos solos conceitos e princípios fundamentais. Porto: FEUPedições. ISBN 978-972-752-139-5.
- METRO DO PORTO, SA - História empresa [Em linha]. [Consult. 23/05/2017]. Disponível em WWW: <URL: <http://www.metrodoporto.pt/pages/321>>.
- MOREIRA, C. (2006) - Túneis, uma herança ancestral rumo ao futuro. A obra nasce: revista de Arquitectura da Universidade Fernando Pessoa. [Em linha].
- NORMETRO (2003a) - Metro do Porto. Estação Faria Guimarães. Túnel - Salas técnicas. Secções tipo A-B-C e D. Definições geométricas. Locação e validades das secções.
- (2003b) - Metro do Porto. Estação Faria Guimarães. Túneis Salas Técnicas e Plataforma. Secções S9 a S13 e convergências. Instrumentações.
- (2003c) - Metro do Porto. Nota de cálculo. Estação de Faria Guimarães. Revestimento primário. Corpo das salas técnicas. Porto
- (2004) - Metro do Porto. Relatório Técnico. Estação Faria Guimarães. Análise preliminar da instrumentação de campo e considerações sobre estimativas de assentamentos. Porto
- OIL-ELECTRIC (2015) - New Austrian Tunneling Method (NATM) [Em linha]. [Consult. 15/06/2017]. Disponível em WWW: <URL: <http://www.oil-electric.com/2015/07/>>.

- ROCSCIENCE (2017 a) - Load Split [Em linha]. [Consult. 12/04/2017]. Disponível em WWW: <URL: <https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp9/phase2.htm>>.
- (2017 b) - 3D Tunnel Simulation using the Core Replacement Technique [Em linha]. [Consult. 12/04/2017]. Disponível em WWW: <URL: https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp9/pdf_files/tutorials/Tutorial_18_3D_Tunnel_Simulation_using_Core_Replacement.pdf>.
- SILVA CARDOSO, A. (2017) - Modelo hiperbólico aplicado aos resultados de ensaios triaxiais. Porto: [s. n.].
- TERZAGHI, K. (1943) - Theoretical Soil Mechanics. New York: John Wiley & Sons.
- TOPA GOMES, A. (1998) - Túneis urbanos sujeitos a solicitações não uniformes O túnel do Largo do Carregal na cidade do Porto. Porto: [s. n.].
- (2016a) - Métodos Contrutivos em Túneis - Obras Subterrâneas. Porto: [s. n.].
- (2016b) - Ficha 5 - Dimensionamento do suporte provisório de um túnel - Obras Subterrâneas. Porto: [s. n.].
- (2016c) - Algumas Revisões de Mecânica das Rochas - Obras Subterrâneas. Porto: [s. n.].
- TOPA GOMES, A.; GASPAR, A.; MONTEIRO, J.; MALATO, P. (2002) - Obras Subterrâneas do Metro do Porto - Aspectos Geotécnicos. Lisboa: SPG.
- VIANA DA FONSECA, A. (1996) - Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto critérios para dimensionamento de fundações directas. Porto: [s. n.].